



M 2014

ESCAVAÇÕES PROFUNDAS EM SOLOS MOLES. REFORÇO DO MACIÇO PELA TÉCNICA DE CUTTER SOIL MIXING.

PEDRO DANIEL PINTO TAVEIRA PEREIRA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA

À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM

MIEC – MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL

ESCAVAÇÕES PROFUNDAS EM SOLOS MOLES. REFORÇO DO MACIÇO PELA TÉCNICA DE CUTTER SOIL MIXING

PEDRO DANIEL PINTO TAVEIRA PEREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Pedro Miguel Barbosa Alves Costa

Coorientador: Professor Doutor Manuel António de Matos Fernandes

JULHO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha Mãe

Somewhere, something incredible is waiting to be known.

Carl Sagan

AGRADECIMENTOS

Quero expressar o meu profundo agradecimento a todas as pessoas que direta ou indiretamente contribuíram para a elaboração deste trabalho, em especial:

- Ao Professor Doutor Pedro Costa, orientador científico desta dissertação, pelo empenho e cuidado com que orientou este trabalho, pela disponibilidade constante e pelo esforço e paciência demonstrados a cada momento.
- Ao Professor Doutor Manuel de Matos Fernandes, coorientador desta dissertação, pela quantidade e qualidade de ensinamentos transmitidos, pela pertinência das sugestões apresentadas e pela disponibilidade demonstrada a cada momento. A entrega e interesse demonstrados foram contagiantes dando um ânimo extra para a realização deste trabalho.
- Mais uma vez ao Professor Doutor Manuel Matos Fernandes, ao Professor Doutor José Couto Marques e ao Professor Doutor Francisco Piqueiro por não só me ensinarem conhecimentos técnicos necessários para ser Engenheiro, mas também por mostrarem o tipo de pessoa que quero ser.
- Ao Professor Doutor António Pedro da Universidade de Coimbra pela disponibilização das suas modelações numéricas.
- A todos os colegas e amigos que através do seu companheirismo, amizade e boa disposição permitiram a realização deste trabalho.
- Aos meus pais, pelos valores que sempre me transmitiram ao longo da vida e pelo apoio incondicional em todos os momentos, ficando evidenciado o orgulho em ser filhos deles.
- À minha família pelo apoio e ajuda a ultrapassar os momentos mais difíceis.
- À Dalila pela cumplicidade, apoio e paciência que sempre soube demonstrar.

Escavações Profundas em Solos Moles.

Reforço do Maciço pela Técnica de Cutter Soil Mixing.

RESUMO

Com a presente dissertação pretende-se contribuir para um melhor conhecimento do comportamento e desempenho de escavações profundas em solos moles com zonas de solo melhorado, com especial incidência na aplicação da técnica de *cutter soil mixing* (CSM). Para além da pesquisa bibliográfica, o trabalho consiste na realização de análises por elementos finitos com o programa de cálculo automático PLAXIS® 3D, tendo por base o cenário geotécnico e as características das escavações da Estação Terreiro do Paço e do Cais do Sodré do Metropolitano de Lisboa.

A técnica de *cutter soil mixing* é enquadrada no âmbito dos métodos de melhoramentos de solos, efetuando-se uma exposição de outros métodos igualmente utilizados para o efeito, tais como *deep soil mixing* (DSM), *jet grouting* e *compaction grouting*. Descrevem-se ainda alguns casos onde foram aplicadas as técnicas enunciadas e a técnica de paredes moldadas de betão armado, de modo a reforçar o maciço com o objetivo de redução dos deslocamentos horizontais das paredes e por conseguinte, dos assentamentos do solo à superfície.

No que aos estudos numéricos concerne, estes iniciam-se pela análise de variantes de reforço do maciço: “laje” de *jet grouting* e painéis transversais de CSM para uma escavação multiescorada (Terreiro do Paço) e para uma escavação monoescorada (Cais do Sodré). Posteriormente são retiradas conclusões relativamente às vantagens do uso de painéis de CSM em comparação com a solução com a técnica de *jet grouting*, para cada tipo de escavação utilizada.

Na fase seguinte são realizadas diversas simulações numéricas com o intuito de explorar as limitações e potencialidades do reforço do maciço através de painéis de CSM. A comparação com a solução com a “laje” de *jet grouting* está sempre presente, apresentando-se simulações que exploram as limitações e vantagens de ambas as técnicas. É realizada uma comparação com a solução do metro de Oslo e a simulação das juntas das paredes moldadas é também exposta.

No final, são extraídas as conclusões mais relevantes e indicadas algumas linhas potenciais de desenvolvimento futuro no aprofundamento do tema.

PALAVRAS-CHAVE: melhoramento de solos, *cutter soil mixing*, estruturas de suporte, solos moles, análise por elementos finitos.

Escavações Profundas em Solos Moles.

Reforço do Maciço pela Técnica de Cutter Soil Mixing.

ABSTRACT

The aim of the present dissertation is to contribute for the knowledge and performance of deep excavations and soil improvement areas. Special attention is given to the application of cutter soil mixing technique (CSM). Besides the bibliography research, the work consist of the accomplishment of finite elements analyses with the automatic program calculation PLAXIS® 3D, using the geotechnical references and the excavation characteristics of the Terreiro do Paço Station and Cais do Sodré Station, part of the Metropolitan Station of Lisbon.

Cutter soil mixing belongs to the sphere of methods of soil improvement, making up an exposition of other methods used like deep soil mixing, jet grouting and compaction grouting. Together with diaphragm walls, the techniques are briefly presented and for each one of them some studies are presented. The treatment used in such reported excavations aimed to reduce the horizontal displacement of the walls and therefore the settlements of the soil surface.

Two types of treatment are modelled by the finite element method: jet grout continuous slab and CSM transverse supports based on a multistrutted excavation (Terreiro do Paço station) and a single braced excavation (Cais do Sodré station). Conclusions are extracted to understand the benefits of type of treatment over the other.

In the next step the studies consist in the analysis of the limitation of CSM transverse supports, ways to minimize costs with the treatment and advantages and disadvantages of both types of treatment. A comparison with the solution with the jet grout slab is always present. A comparison with the solution used in Oslo Metropolitan Station and the simulation of joints in diaphragm walls.

Finally, some general conclusions are extracted and further research guidelines related to this subject, are suggested.

KEYWORDS: soil improvement, *cutter soil mixing*, support structures, soft soils, finite element analysis.

Escavações Profundas em Solos Moles.

Reforço do Maciço pela Técnica de Cutter Soil Mixing.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA	1
1.2. MOTIVAÇÃO.....	2
1.3. OBJETIVOS E PRINCIPAIS CONTRIBUTOS.....	2
1.4. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	3
2. MELHORAMENTO DE SOLOS PARA A REALIZAÇÃO DE ESCAVAÇÕES: ENQUADRAMENTO E CARACTERÍSTICAS	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. DEEP SOIL MIXING	6
2.3. JET GROUTING	9
2.4. COMPACTION GROUTING	12
2.5. CUTTER SOIL MIXING	14
2.5.1. EQUIPAMENTO	15
2.5.2. EXECUÇÃO	18
2.5.3. CASO DO PARQUE DE ESTACIONAMENTO SUBTERRÂNEO EM LAGOS	21
2.5.4. CASO DA ESCAVAÇÃO PARA ESTAÇÃO ELEVATÓRIA EM LISBOA	22
2.6. TÉCNICAS DE REFORÇO DO MACIÇO A ESCAVAR	25
2.6.1. UTILIZANDO A TÉCNICA DE DEEP SOIL MIXING.....	25
2.6.2. UTILIZANDO A TÉCNICA DE COMPACTION GROUTING	27
2.6.3. UTILIZANDO A TÉCNICA DE JET GROUTING.....	31
2.6.4. UTILIZANDO A TÉCNICA DE PAREDES MOLDADAS	35
2.6.5. UTILIZANDO A TÉCNICA DE CUTTER SOIL MIXING	38
3. ESTUDO COMPARATIVO DE TÉCNICAS DE REFORÇO DO MACIÇO	43
3.1. PREÂMBULO.....	43
3.2. ESTUDO COMPARATIVO JET GROUTING VS CSM	43
3.2.1. PRINCIPAIS DIFERENÇAS: JET VS CSM.....	43
3.2.2. SOLUÇÃO MULTIESCORADA – TERREIRO DO PAÇO	45
3.2.3. SOLUÇÃO MONOESCORADA – CAIS DO SODRÉ.....	57
3.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS	66

4. ESTUDOS PARAMÉTRICOS RECORRENDO AO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	67
4.1. PREÂMBULO	67
4.2. INFLUÊNCIA DO PRÉ-ESFORÇO	68
4.3. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO REFORÇO	72
4.4. INFLUÊNCIA DO COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR DO REFORÇO	84
4.5. ESTUDO DA PROFUNDIDADE DOS PAINÉIS	91
4.6. ESPAÇAMENTO LONGITUDINAL DOS PAINÉIS DE CSM	95
4.7. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA ZONA SUPERIOR DOS PAINÉIS	100
4.8. COMPARAÇÃO COM A SOLUÇÃO DO METRO DE OSLO	106
4.9. EFEITO DO DEFICIENTE CONTACTO DO JET GROUTING COM A PAREDE	110
4.10. PROBLEMÁTICA DAS JUNTAS DE PAREDES MOLDADAS EM MODELAÇÕES NUMÉRICAS	113
4.11. CONSIDERAÇÕES FINAIS	119
5. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	123
5.1. CONCLUSÕES	123
5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	125
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	127

ANEXOS

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Geometria do solo tratado pelos métodos tradicionais de DSM e pela técnica de CSM.	5
Figura 2.2 - Etapas envolvidas no processo de aplicação da técnica de DSM: a) posicionamento da ferramenta de corte; b) início da fase de furação, com desagregação do terreno; c) a ferramenta de corte vai descendo até atingir a profundidade máxima do tratamento; d) início da fase de extração do equipamento até à superfície, efetuando-se simultaneamente a injeção de ligante; e) tratamento concluído (Sousa, 2009).	7
Figura 2.3 - Ferramentas de corte e mistura utilizados nos métodos de DSM: a) aplicação do método sueco de Dry mixing; b) sistema de trados utilizado na Alemanha pela Bauer, a partir de 1977 para aplicação no método de Wet mixing; c) aplicação do método de <i>Wet mixing</i> na Polónia; d) aplicação do método de <i>Wet mixing</i> no Japão; e) aplicação do método de <i>Wet mixing</i> na América (Larsson, 2005).	7
Figura 2.4 - Configurações mais comuns: a) e b) colunas na configuração quadrada ou em quincôncio; c) painel de colunas tangentes; d) painel de colunas secantes; e) conjunto de painéis; f) rede de colunas tangentes; g) painel com contrafortes; h) células; i) anel; j) grelha; k) colunas em grupo; l) grupo de colunas; m) bloco (Cruz, 2012).	8
Figura 2.5 - Classificação das várias aplicações da tecnologia de Deep Soil Mixing (adaptado de Porbaha <i>et al.</i> , 1998).	9
Figura 2.6 - Aplicação da técnica de <i>jet grouting</i> : a) em colunas; b) em “lajes” (Dias Pereira, 2008)..	10
Figura 2.7 - Processo de execução da técnica <i>super jet grouting</i> . (www.haywardbaker.com)	11
Figura 2.8 - Faseamento construtivo do <i>compaction grouting</i> (Dias Pereira, 2008).	13
Figura 2.9 - Manobrador a utilizar o equipamento da técnica de <i>compaction grouting</i> (Dias Pereira, 2008).	13
Figura 2.10 - Aspeto de um solo tratado com CSM (Wilson, 2007).	14
Figura 2.11 - Tipos de rodas dentadas (Sousa, 2009).	15
Figura 2.12 - Ferramentas de corte (adaptado de Bauer, 2010).	16
Figura 2.13 - Equipamento utilizado para a execução de painéis de CSM: a) Vara <i>Kelly</i> (Japão); b) Cabos de suspensão (Alemanha) (Stoetzer <i>et al.</i> , 2006).	16
Figura 2.14 - Painel de controlo do equipamento de CSM (Sousa, 2009).	17
Figura 2.15 - Equipamentos de apoio na execução de cortinas de CSM (adaptado de Bauer, 2010).	18
Figura 2.16 - Sequência de execução de uma parede pela técnica de CSM (Bauer, 2010).	19
Figura 2.17 - Execução e dimensões de painéis primários e secundários (adaptado de Bauer, 2010).	20
Figura 2.18 - Dimensões da escavação a realizar (Sousa, 2009).	21
Figura 2.19 - Aspeto tridimensional da solução estrutural adotada (Sousa, 2009)	21
Figura 2.20 - Aspeto da parede de CSM após a escavação até à profundidade de 6 m (Sousa, 2009).	22

Figura 2.21 - Localização e geometria da obra (Matos Fernandes, et al., 2010).	23
Figura 2.22 - Planta e corte da estrutura de suporte da escavação da estação elevatória (Matos Fernandes, et al., 2010).....	24
Figura 2.23 - a) Vista da obra na fase final da escavação; b) Pormenores de compatibilização com a estrutura interior e painéis CSM (Matos Fernandes, et al., 2010).	24
Figura 2.24 - Geometria das colunas de DSM para a escavação de Kon-Her (adaptado de Ou et al., 1996).....	25
Figura 2.25 - Condições do solo na escavação de Kon-Her (Ou et al., 1996).....	26
Figura 2.26 - Colunas de DSM: a) a diferentes profundidades; b) com distribuição rômica (adaptado de Ou et al., 1996).	26
Figura 2.27 - Comparação dos deslocamentos medidos na cortina e deslocamentos calculados pelos métodos RAS e EMS (inclinómetros ID1 e ID3) (adaptado de Ou et al., 1996).	27
Figura 2.28 - Secção transversal da escavação (adaptado de Liu et al., 2005).	28
Figura 2.29 - Deslocamentos horizontais da parede: a) zona com "laje" intermédia; b) zona sem "laje" intermédia (adaptado de Liu et al., 2005).....	29
Figura 2.30 - Síntese dos deslocamentos horizontais em várias zonas de intervenção para a última fase de escavação (adaptado de Liu et al., 2005).	30
Figura 2.31 - Relação entre o fator de segurança ao levantamento da base e o deslocamento horizontal máximo da parede (adaptado de Liu et al., 2005).	30
Figura 2.32 - Assentamentos normalizados junto à escavação (adaptado de Liu et al., 2005).	31
Figura 2.33 - Esquema do melhoramento usado (adaptado de Hsieh et al., 2003).	32
Figura 2.34 - Geometria das colunas de solo tratado (adaptado de Hsieh et al., 2003).	32
Figura 2.35 - Deslocamentos horizontais medidos na escavação (Hsieh et al., 2003).	33
Figura 2.36 - Corte transversal e faseamento construtivo da estação Cais do Sodré (Matos Fernandes & Almeida e Sousa, 2003).	34
Figura 2.37 - Deslocamentos laterais da parede e momentos fletores no fim da escavação para a solução construída e para variante com escoramento convencional (Matos Fernandes & Almeida e Sousa, 2003).	35
Figura 2.38 - Túnel ferroviário Studenterlunden em Oslo: a) solução adotada; b) deslocamentos observados (Eide et al., 1972).	36
Figura 2.39 - Deslocamentos horizontais da parede moldada com variação da rigidez da parede moldada (Meritt, et al., 2010).	38
Figura 2.40 - Travamento transversal até ao topo das paredes periféricas com painéis CSM: a) corte transversal à escavação; b) planta (Matos Fernandes, et al., 2010).	38
Figura 2.41 - Sequência simplificada de construção com painéis transversais de CSM e escoras pré-esforçadas (Matos Fernandes, 2010).....	39

Figura 2.42 - Comparação de resultados da análise por elementos finitos: a) deslocamentos laterais da parede no fim da escavação; b) envolventes dos momentos fletores na parede (Matos Fernandes, 2010).	40
Figura 3.1 - Escavação com solução de "laje" de <i>jet grouting</i>	44
Figura 3.2 - Escavação com a solução de painéis longitudinais de CSM.	44
Figura 3.3 - Vista em perspetiva do local da estação de Metro do Terreiro do Paço em Lisboa (Matos Fernandes, 2010).	45
Figura 3.4 - Corte transversal da escavação e da estrutura de retenção. (Matos Fernandes, 2010) ..	46
Figura 3.5 - Representação do modelo da escavação.	47
Figura 3.6 - Escavação da estação Terreiro do Paço no plano horizontal e fatia modelada (a tracejado).	48
Figura 3.7 - Escavação da estação Terreiro do Paço no plano horizontal com painéis de CSM e fatia modelada (a tracejado).	48
Figura 3.8 - Malha de elementos finitos utilizada: a) malha 2D; b) malha 3D.	49
Figura 3.9 - Comparação entre os resultados das análises da Tabela 3.1: deslocamentos da parede no fim da escavação.	51
Figura 3.101 - Envolvente de esforço transverso na parede.	52
Figura 3.110 - Comparação entre os resultados das análises da Tabela 3.1: envolvente dos momentos fletores na parede.	52
Figura 3.12 - Assentamentos à superfície.	53
Figura 3.13 - Momentos fletores transversais para a solução com painéis de CSM.	54
Figura 3.14 - Momentos fletores transversais para a solução com a "laje" de <i>jet grouting</i>	54
Figura 3.15 - Deslocamentos na parede moldada para cada fase modelada na escavação da estação Terreiro do Paço, de acordo com os dados da Tabela 3.1.	56
Figura 3.16 - Escavação da estação Cais do Sodré. (Matos Fernandes & Almeida e Sousa, 2003) ..	57
Figura 3.17 - Corte transversal e faseamento construtivo simplificados da Estação Cais do Sodré do Metropolitano de Lisboa (Matos Fernandes & Almeida e Sousa, 2003).	58
Figura 3.18 – Representação do modelo da escavação.	59
Figura 3.19 - Escavação da estação Cais do Sodré no plano horizontal e fatia modelada (a tracejado).	59
Figura 3.20 - Escavação da estação Cais do Sodré no plano horizontal com painéis de CSM e fatia modelada (a tracejado).	60
Figura 3.21 - Malha de elementos finitos utilizada para a modelação da escavação da estação Cais do Sodré: a) malha 2D; b) malha 3D.	61
Figura 3.22 - Deslocamentos da parede no fim da escavação no modelo da estação Cais do Sodré.	62
Figura 3.23 - Envolvente de momentos fletores na parede no modelo da estação Cais do Sodré.	63
Figura 3.24 - Envolvente de esforço transverso na parede no modelo da estação Cais do Sodré.	63

Figura 3.25 - Assentamentos à superfície no modelo da estação Cais do Sodré.	64
Figura 3.26 - Deslocamentos na parede moldada para cada fase modelada na escavação da estação Cais do Sodré.	65
Figura 4.1 - Deslocamentos horizontais, envolvente de momentos fletores e envolvente de esforço transversal variando o pré-esforço aplicado.	70
Figura 4.2 - Deslocamentos máximos a partir do pé da cortina em função do pré-esforço aplicado. ..	71
Figura 4.3 - Deslocamentos horizontais da parede moldada no final da escavação para os cálculos presentes na Tabela 4.4, para reforço através CSM (pré-esforço igual a 0,9I ₀).	73
Figura 4.4 - Envolvente de momentos fletores da parede moldada para os cálculos presentes na Tabela 4.4 para reforço através CSM (pré-esforço igual a 0,9I ₀).	74
Figura 4.5 - Deslocamentos verticais à superfície no final da escavação para os cálculos presentes na Tabela 4.4 para reforço através CSM (pré-esforço igual a 0,9I ₀).	75
Figura 4.6 - Deslocamento horizontal máximo da parede em função da rigidez dos painéis de CSM, com pré-esforço aplicado nas escoras (pré-esforço igual a 0,9I ₀).	75
Figura 4.7 – Momento fletor positivo máximo em função da rigidez dos painéis de CSM, com pré-esforço aplicado nas escoras (pré-esforço igual a 0,9I ₀).	76
Figura 4.8 - Momento fletor negativo máximo em função da rigidez dos painéis de CSM, com pré-esforço aplicado nas escoras (pré-esforço igual a 0,9I ₀).	76
Figura 4.9 - Deslocamento horizontal máximo da parede em função da rigidez dos painéis de CSM, sem pré-esforço aplicado nas escoras.	77
Figura 4.10 - Momento fletor positivo máximo em função da rigidez dos painéis de CSM, sem pré-esforço aplicado nas escoras.	78
Figura 4.11 - Momento fletor negativo máximo em função da rigidez dos painéis de CSM, sem pré-esforço aplicado nas escoras.	78
Figura 4.12 - Deslocamentos horizontais da parede moldada no final da escavação para os cálculos presentes na Tabela 4.4 para reforço através <i>jet grouting</i> (pré-esforço igual a 0,9I ₀).	79
Figura 4.13 - Envolvente de momentos fletores da parede moldada para os cálculos presentes na Tabela 4.4 para reforço através <i>jet grouting</i> (pré-esforço igual a 0,9I ₀).	80
Figura 4.14 - Deslocamentos verticais à superfície no final da escavação para os cálculos presentes na Tabela 4.4 para reforço através <i>jet grouting</i> (pré-esforço igual a 0,9I ₀).	80
Figura 4.15 - Deslocamento horizontal máximo da parede em função da rigidez da "laje" de <i>jet grouting</i> , com pré-esforço aplicado nas escoras (pré-esforço igual a 0,9I ₀).	81
Figura 4.16 - Momento fletor positivo máximo em função da rigidez da "laje" de <i>jet grouting</i> , com pré-esforço aplicado nas escoras (pré-esforço igual a 0,9I ₀).	81
Figura 4.17 - Momento fletor negativo máximo em função da rigidez da "laje" de <i>jet grouting</i> , com pré-esforço aplicado nas escoras (pré-esforço igual a 0,9I ₀).	82
Figura 4.18 - Deslocamento horizontal máximo da parede em função da rigidez da "laje" de <i>jet grouting</i> , sem pré-esforço aplicado nas escoras.	83

Figura 4.19 - Momento fletor positivo máximo em função da rigidez da "laje" de <i>jet grouting</i> , sem pré-esforço aplicado nas escoras.....	83
Figura 4.20 - Momento fletor negativo máximo em função da rigidez da "laje" de <i>jet grouting</i> , sem pré-esforço aplicado nas escoras.....	84
Figura 4.21 - Deslocamentos horizontais da parede para a análise não-linear de <i>jet grouting</i>	86
Figura 4.22 - Envolvente de momentos fletores da parede para a análise não-linear de <i>jet grouting</i>	86
Figura 4.23 - Plastificação da "laje" para as várias análises efetuadas, na fase anterior à escavação do <i>jet grouting</i>	87
Figura 4.24 - Deslocamentos horizontais da parede para a análise não-linear de CSM.	88
Figura 4.25 - Envolvente de momentos fletores da parede para a análise não-linear de CSM com pré-esforço (pré-esforço igual a 0,9I ₀).	89
Figura 4.26 - Envolvente de momentos fletores da parede para a análise não-linear de CSM sem pré-esforço.....	89
Figura 4.27 - Plastificação dos painéis de CSM para as várias análises efetuadas, na última fase da escavação.	91
Figura 4.28 - Modelo esquemático das análises realizadas variando a profundidade dos painéis de CSM.....	92
Figura 4.29 - Deslocamentos horizontais da parede variando a profundidade de CSM para a análise com pré-esforço aplicado (Pré-esforço igual a 0,9I ₀).	93
Figura 4.30 - Envolvente de momentos fletores na parede variando a profundidade de CSM para a análise com pré-esforço aplicado (Pré-esforço igual a 0,9I ₀).	93
Figura 4.31 - Deslocamentos horizontais da parede variando a profundidade de CSM para a análise sem pré-esforço aplicado.	94
Figura 4.32 - Envolvente de momentos fletores na parede variando a profundidade de CSM para a análise sem pré-esforço aplicado.....	94
Figura 4.33 - Deslocamentos horizontais da parede variando o espaçamento longitudinal dos painéis de CSM.....	96
Figura 4.34 - Envolvente de momentos fletores da parede variando o espaçamento longitudinal dos painéis de CSM.	97
Figura 4.35 - Deslocamentos horizontais da parede para um espaçamento longitudinal dos painéis de CSM com 6 m e 12 m, em regimes diferentes.....	98
Figura 4.37 - Deslocamentos da parede no plano horizontal para um espaçamento entre painéis de 6 m.....	98
Figura 4.36 - Momentos fletores da parede no plano horizontal para um espaçamento entre painéis de 6 m.....	99
Figura 4.38 - Deslocamentos da parede no plano horizontal para um espaçamento entre painéis de 12 m.....	99
Figura 4.39 - Momentos fletores da parede no plano horizontal para um espaçamento entre painéis de 12 m.....	100

Figura 4.40 - Deslocamentos horizontais da parede analisando a influência dos primeiros 3 m com CSM, com escoras pré-esforçadas (pré-esforço igual a 0,9I ₀).	101
Figura 4.41 - Envolvente de momentos fletores da parede analisando a influência dos primeiros 3 m com CSM, com escoras pré-esforçadas (pré-esforço igual a 0,9I ₀).	102
Figura 4.42 - Deslocamentos horizontais da parede analisando a influência dos primeiros 3 m com CSM, sem escoras pré-esforçadas.	102
Figura 4.43 - Envolvente de momentos fletores da parede analisando a influência dos primeiros 3 m com CSM, sem escoras pré-esforçadas.	103
Figura 4.44 - Deslocamentos horizontais da parede analisando a influência dos primeiros 8,5 m com CSM, com escoras pré-esforçadas (pré-esforço igual a 0,9I ₀).	104
Figura 4.45 - Envolvente de momentos fletores da parede analisando a influência dos primeiros 8,5 m com CSM, com escoras pré-esforçadas (pré-esforço igual a 0,9I ₀).	104
Figura 4.46 - Deslocamentos horizontais da parede analisando a influência dos primeiros 8,5 m com CSM, sem escoras pré-esforçadas.	105
Figura 4.47 - Envolvente de momentos fletores da parede analisando a influência dos primeiros 8,5 m com CSM, sem escoras pré-esforçadas.	105
Figura 4.48 - Assentamentos do solo à superfície desprezando a zona superior dos painéis.	106
Figura 4.49 - Escavação com reforço do maciço através da técnica de paredes moldadas.	107
Figura 4.50 - Deslocamentos horizontais da parede para a modelação comparativa do metro de Oslo com escoras pré-esforçadas (pré-esforço igual a 0,9I ₀).	108
Figura 4.51 - Envolvente de momentos fletores na parede para a modelação comparativa do metro de Oslo com escoras pré-esforçadas (pré-esforço igual a 0,9I ₀).	108
Figura 4.52 - Deslocamentos horizontais da parede para a modelação comparativa do metro de Oslo sem escoras pré-esforçadas.	109
Figura 4.53 - Envolvente de momentos fletores na parede para a modelação comparativa do metro de Oslo sem escoras pré-esforçadas.	109
Figura 4.54 - Efeito da contaminação entre a parede moldada e a "laje" de <i>jet grouting</i>	111
Figura 4.55 - Modelo no PLAXIS 3D onde se replicou o deficiente contacto do <i>jet grouting</i> (a <i>castanho</i>) em relação à parede.	111
Figura 4.56 - Deslocamentos horizontais da cortina para a análise de contaminação do da "laje" de <i>jet grouting</i>	112
Figura 4.57 - Envolvente de momentos fletores na cortina para a análise de contaminação da "laje" de <i>jet grouting</i>	112
Figura 4.58 - Exemplo de secções-tipo de juntas entre painéis: a) betonagem dos painéis primários; b) betonagem dos painéis secundários (Rocha, 2010).	113
Figura 4.59 - Esquema exemplificativo da aplicação de uma junta na escavação modelada.	114
Figura 4.60 - Diagrama de momentos fletores no plano horizontal à escavação para a junta "não-rotulada"	115

Figura 4.61 - Diagrama de momentos fletores no plano horizontal à escavação para a junta “rotulada”.	115
Figura 4.62 - Superfície de momentos fletores para a parede “não-rotulada” (rodada 90°).....	116
Figura 4.63 - Superfície de momentos fletores para a parede “rotulada” (rodada 90°).	117
Figura 4.64 - Deslocamentos horizontais da parede para a fase 8 de escavação (pré-esforço igual a 0,9I ₀).	118
Figura 4.65 - Deslocamentos verticais à superfície para a fase 8 de escavação (pré-esforço igual a 0,9I ₀).	118
Figura 4.66 - Envolvente de momentos fletores para todas as fases de escavação (pré-esforço igual a 0,9I ₀).	119

Escavações Profundas em Solos Moles.

Reforço do Maciço pela Técnica de Cutter Soil Mixing.

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Resistência à compressão simples de acordo com o tipo de solo (adaptado de Carreto, 1999).	12
Tabela 2.2 - Fatores de produtividade (Bauer, 2010).	20
Tabela 2.3 - Resultados dos ensaios do solo tratado (Matos Fernandes, et al., 2010).	22
Tabela 3.1 - Síntese das análises efetuadas.	47
Tabela 3.2 - Características admitidas para o maciço.	50
Tabela 3.3 - Rigidez axial e à flexão da parede moldada.	50
Tabela 3.4 - Valores adotados para as escoras na modelação por elementos finitos.	50
Tabela 3.5 - Fases construtivas adotadas para a modelação numérica do problema.	51
Tabela 3.6 - Característica adotadas para o maciço na modelação da estação Cais do Sodré.	60
Tabela 3.7 - Rigidez axial e à flexão da parede moldada na modelação da escavação Cais do Sodré.	60
Tabela 3.8 - Faseamento construtivo na modelação da escavação da estação Cais do Sodré.	62
Tabela 4.1 - Síntese dos cálculos efetuados no estudo paramétrico.	67
Tabela 4.2 - Valores adotados para a variação de pré-esforço.	68
Tabela 4.3 - Volume de solo deslocado para as análises com reforço do maciço com <i>jet grouting</i> e CSM e na carta de assentamentos de Peck (1969).	72
Tabela 4.4 - Percentagem e valores do módulo de elasticidade utilizados.	73
Tabela 4.5 - Valores adotados para a modelação numérica não-linear do solo reforçado.	85

Escavações Profundas em Solos Moles.

Reforço do Maciço pela Técnica de Cutter Soil Mixing.

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

c' - coesão

c_u – resistência não drenada do solo

E - módulo de elasticidade

EA – rigidez axial

EI – rigidez à flexão

I_0 – impulso horizontal de repouso

K_0 – coeficiente de impulso em repouso

γ – peso volúmico

ν – coeficiente de Poisson

σ – tensão normal

CSM – cutter soil mixing

DSM – deep soil mixing

EMS – equivalent material simulation

RAS – real allocation simulation

Escavações Profundas em Solos Moles.

Reforço do Maciço pela Técnica de Cutter Soil Mixing.

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA

Devido ao espaço limitado em ambientes populacionais densamente povoados, estruturas subterrâneas como caves e linhas de metro têm que ser, atualmente, mais profundas do que no passado. O espaço disponível para novas construções é por isso cada vez mais escasso, conduzindo a um crescente aproveitamento do espaço subterrâneo à custa de escavações de face vertical, suportadas por estruturas de suporte flexíveis com diversos níveis de escoras, quando a escavação se realiza em espessos estratos de solos argilosos moles. Como escavações profundas mobilizam maiores campos de tensões atrás da parede, dando origem a deslocamentos horizontais da própria contenção e consequentemente assentamentos do solo à superfície, estruturas subterrâneas e estruturas adjacentes confrontam maiores riscos de serem danificadas. A preservação de estruturas envolventes é necessária devido a critérios tão diversos como históricos, culturais e económicos. Antes da aplicação do método dos elementos finitos, a estimativa de assentamentos e deslocamentos era feita essencialmente a partir de observações efetuadas em obras semelhantes em solos do mesmo tipo, tornando-se as previsões bastante falíveis.

No âmbito da geotecnia, as exigências passam cada vez mais por encontrar soluções que sejam técnica e economicamente viáveis e que causem o menor impacto ambiental possível. Quando os efeitos previstos do movimento do solo são inaceitavelmente elevados, modificações no projeto ou outras medidas de mitigação são necessárias para reduzir o impacto dos trabalhos de construção.

O desenvolvimento na década de 70 de técnicas de melhoramento de solos que permitem o melhoramento das características naturais de resistência e rigidez do solo, associadas à adoção de estruturas de contenção mais rígidas, tem permitido solucionar cada vez melhor os problemas mencionados. Muitas destas técnicas são específicas para determinados tipos de terrenos e aplicações pois é necessário muitas vezes construir em locais onde os solos de fundação não apresentam as condições mais favoráveis, recorrendo-se assim à melhoria das propriedades dos solos para os tornar adequados às exigências impostas. Escavações com melhoria de propriedades do solo na zona passiva da escavação já foram realizadas com sucesso em Lisboa, na construção das estações do metropolitano Cais do Sodré, Santa Apolónia e Terreiro do Paço. A utilização de solos como materiais de construção através da mistura *in situ* com agentes estabilizadores tem vindo a ser alvo de intensificação e diversificação ao longo do tempo, tendo-se desenvolvido técnicas inovadoras que permite obter resultados cada vez mais satisfatórios. Recentemente, paredes transversais na zona passiva da escavação têm sido usadas como medidas auxiliares para proteção de edifícios adjacentes durante a escavação. Apesar de paredes transversais serem usadas em algumas escavações, o seu comportamento na tentativa de limitação dos deslocamentos ainda não é inteiramente compreendido e a determinação de parâmetros

de projeto como espaçamento e profundidade continuam a gerar dúvidas devido à escassez de bons casos históricos e investigação.

O presente trabalho é dedicado ao estudo da técnica de *cutter soil mixing* (CSM), cuja aplicação tem por base a mistura do solo *in situ* com calda de cimento, formando painéis de solo tratado com uma geometria bem definida em profundidade. Esta técnica pode ser utilizada como cortinas de impermeabilização, paredes de contenção estruturais, elementos de fundação, entre outros. A sua capacidade de atingir grandes profundidades representa um enorme potencial para a construção de paredes profundas, especialmente as de impermeabilização aplicadas em obras de barragens ou as de isolamento de locais contaminados.

Projetos recentes bem sucedidos permitem afirmar que esta é uma solução interessante, tanto a nível técnico como económico, tendo já sido implementada com sucesso em muitos países. A técnica de CSM aplicada a escavações profundas em solos moles, executada de forma a garantir um travamento transversal das paredes periféricas, é uma solução recente e sem aplicação prática mas que pode levar a soluções muito interessantes se bem estudada e discutida.

1.2. MOTIVAÇÃO

Diversos fatores contribuíram para a motivação do autor para o estudo do tema da presente dissertação.

Na perspetiva científica, apesar dos avanços muito importantes nos últimos anos, existiam lacunas consideráveis no âmbito do tema, cuja resolução o autor pretende contribuir.

Os resultados exibidos pelos modelos existentes apresentavam uma lacuna essencial que se revela limitativa: a análise bidimensional do problema. Apesar dos notáveis progressos computacionais, o recurso a modelos numéricos 3D exige um enorme esforço computacional, dado ao vasto domínio a analisar, mas é a metodologia de previsão mais útil até ao momento. Como é feito neste trabalho, o desenvolvimento de metodologias numéricas adaptadas ao contexto do presente estudo, revela-se uma solução de compromisso que permite acautelar a generalidade das limitações apontadas.

Mais relevante foi o interesse particular na unidade curricular de estruturas de suporte de terras e métodos numéricos, em que o desenvolvimento do presente estudo assume uma especial relevância, o que foi muito importante para a motivação do autor.

1.3. OBJETIVOS E PRINCIPAIS CONTRIBUTOS

Este trabalho enquadra-se na situação referida no ponto anterior, descrevendo-se a técnica de CSM e salientando-se vantagens e desvantagens relativamente a outras técnicas que podem ser aplicadas em escavações profundas em solos moles.

Como foi referido anteriormente, o estudo principal consiste na aplicação de painéis de CSM transversais à escavação de forma a fornecer um travamento das paredes periféricas minimizando assim os deslocamentos e contribuindo para a estabilidade da escavação. O objetivo principal do trabalho consiste na compilação e análise de soluções tecnológicas para a realização de escavações profundas em solos moles e a análise de adequabilidade de técnicas de reforço do maciço como meio de controlo de deslocamentos induzidos pela escavação. Procura-se ainda a realização de estudos paramétricos da eficiência de soluções de reforço pela técnica de CSM apresentando-se regras de boa prática para o dimensionamento de soluções de escavações profundas através dessa técnica de reforço do maciço através de modelações numéricas envolvendo o método de elementos finitos.

O contributo para o progresso no controlo de movimentos associados a uma escavação em solos moles é muito importante, ambicionando-se como meta o ambicioso valor de zero deslocamentos da parede periférica, que resulta em assentamentos nulos à superfície.

1.4. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho encontra-se organizado em cinco capítulos, sendo neste primeiro apresentadas as considerações gerais sobre a aplicação de técnicas de melhoramento de solos, em particular a técnica de CSM, bem como o enquadramento, motivação, objetivos e organização do trabalho.

Expõem-se no Capítulo 2 as particularidades da técnica de *deep soil mixing*, *jet grouting*, *compaction grouting* e com mais detalhe a técnica de CSM, sendo descritos alguns exemplos de aplicação da técnica de CSM em Portugal. Apresentam-se também casos onde foram estudadas várias técnicas de reforço de solos como meio de minimização de deslocamentos, na sequência da realização de escavações em solos moles.

No Capítulo 3 apresentam-se os estudos realizados no programa de cálculo PLAXIS[®] 3D com o objetivo de compreender o funcionamento das estruturas envolvidas e a sua interação com o terreno envolvente. São focadas as diferenças entre a técnica de *jet grouting* e CSM no que ao reforço do maciço a escavar diz respeito, sendo utilizadas para esse efeito dois modelos de escavações: multiescorada e monoescorada.

No Capítulo 4, partindo da solução multiescorada, realizaram-se estudos paramétricos para atestar a competência da técnica de CSM como forma de melhoria do desempenho da obra.

Por último, no Capítulo 5, incluem-se algumas considerações finais, focam-se as conclusões mais relevantes do trabalho e referem-se algumas possibilidades de desenvolvimento futuro do tema.

Escavações Profundas em Solos Moles.

Reforço do Maciço pela Técnica de Cutter Soil Mixing.

2

MELHORAMENTO DE SOLOS PARA A REALIZAÇÃO DE ESCAVAÇÕES: ENQUADRAMENTO E CARACTERÍSTICAS

2.1. INTRODUÇÃO

Ao longo das últimas décadas assistiu-se ao desenvolvimento de técnicas de melhoramento dos solos devido à necessidade de dar resposta a problemas em fundações e estruturas de contenção com condições geológico-geotécnicas desfavoráveis.

A mais recente tecnologia designada por Cutter Soil Mixing (CSM) deriva da Deep Soil Mixing (DSM) usando princípios de execução de paredes moldadas. Esta solução inovadora usa rodas dentadas que rodam em torno de um eixo horizontal produzindo painéis retangulares de solo tratado, ao contrário dos trados rotativos que criam colunas circulares na tecnologia de DSM, como mostra a Figura 2.1.



Figura 2.1 - Geometria do solo tratado pelos métodos tradicionais de DSM e pela técnica de CSM.

Esta técnica de melhoramento de solos *in situ* tem por base a execução de painéis constituídos pelo próprio solo, através da sua desagregação, e uma mistura mecânica entre um ligante, geralmente cimento e agentes estabilizadores, com recurso a uma hidrofresa. A geometria do material tratado em profundidade e a qualidade da mistura são controlados rigorosamente. De salientar a enorme versatilidade no que toca ao atravessamento de vários solos, bem como uma grande vantagem ambiental, pois incorpora integralmente o terreno existente no local de intervenção e permite a descontaminação de solos, se a mistura solo-ligante for adequada a esse uso.

O funcionamento mecânico de furação e mistura não provoca grandes perturbações no solo, sendo uma escolha mais dirigida para trabalhos realizados em meio urbano.

Nas seguintes secções, expõem-se as particularidades das técnicas de DSM, *Jet Grouting*, *Compaction Grouting* e CSM. Tendo este trabalho uma especial incidência para a aplicação da técnica de CSM, apresentam-se os equipamentos utilizados na execução da mesma bem como a sua execução e exemplos onde foi aplicada. Posteriormente são abordadas técnicas de reforço do maciço a escavar e as suas potencialidades em escavações profundas em solos moles.

2.2. DEEP SOIL MIXING

A técnica de DSM, também conhecida como *Deep Mixing Method* (DMM), é uma tecnologia de tratamento de solo que tem por base o princípio de mistura do solo *in situ* com cimento e outros materiais como gesso, cal ou cinzas, de modo a melhorar as características físicas do solo, tais como a compressibilidade, resistência mecânica e permeabilidade. Estes materiais podem ser adicionados ao solo na forma seca (*Dry mixing*) ou em pasta fluida (*Wet mixing*). As propriedades da mistura obtida são reflexo do tipo de solo que serve de base ao tratamento, do método de mistura utilizado e das características do ligante adicionado. O *Dry mixing* permite obter melhores resultados em solos siltosos e argilosos enquanto que o *Wet mixing* é adequado para solos granulares.

Apesar da técnica de DSM ter surgido nos Estados Unidos, na década de 50, o seu maior desenvolvimento ocorreu no Japão e na Suécia, a partir de 1970. Na Europa Central, as primeiras experiências de aplicação desta técnica tiveram lugar na Alemanha, Itália e França, em finais de 1970 (Sousa, 2009).

Esta técnica pode ser aplicada como solução para um vasto conjunto de problemas geotécnicos. Alguns exemplos de aplicação são as cortinas de contenção de escavações, as cortinas para impermeabilização e a estabilização e reforço de terrenos de fundação através da melhoria das suas características geomecânicas. Pode ainda utilizar-se esta técnica na redução do risco de liquefação de areias e no isolamento de solos contaminados, através da criação de barreiras constituídas por paredes subterrâneas (Sousa, 2009).

O processo de execução divide-se em duas fases principais, tal como ilustrado na Figura 2.2: a primeira fase consiste na perfuração do terreno, podendo ser executada com diversos tipos de ferramentas de corte com trados e pás de mistura que rodam em eixos verticais. Estas ferramentas foram sofrendo alterações e adaptações, dependendo das condições geológico-geotécnicas do local onde se aplica a técnica, existindo uma grande diversidade de ferramentas de corte. Na Figura 2.3 apresentam-se exemplos de algumas ferramentas referidas. Na segunda fase do processo efetua-se a extração do equipamento, com rotação e injeção simultânea de calda de cimento, a baixa pressão, que se mistura com o solo envolvente, formando colunas de solo tratado até à superfície. Para tornar o processo mais eficiente podem injetar-se agentes estabilizadores durante a fase de descida do equipamento podendo, posteriormente, reforçar-se as colunas de solo tratado com perfis metálicos para criar assim uma estrutura de maior rigidez e resistência.

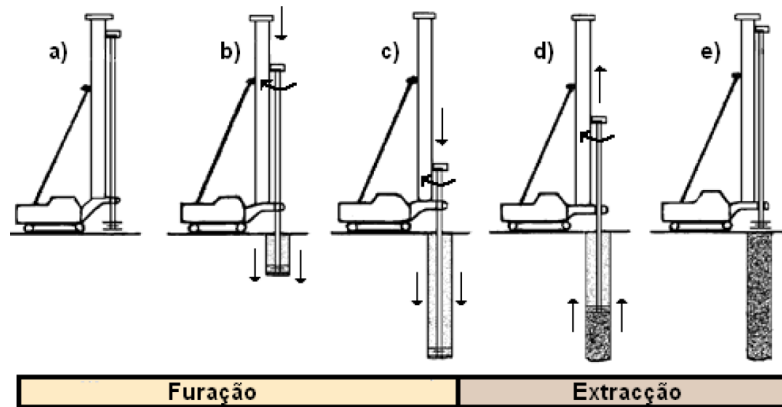


Figura 2.2 - Etapas envolvidas no processo de aplicação da técnica de DSM: a) posicionamento da ferramenta de corte; b) início da fase de furação, com desagregação do terreno; c) a ferramenta de corte vai descendo até atingir a profundidade máxima do tratamento; d) início da fase de extração do equipamento até à superfície, efetuando-se simultaneamente a injeção de ligante; e) tratamento concluído (Sousa, 2009).

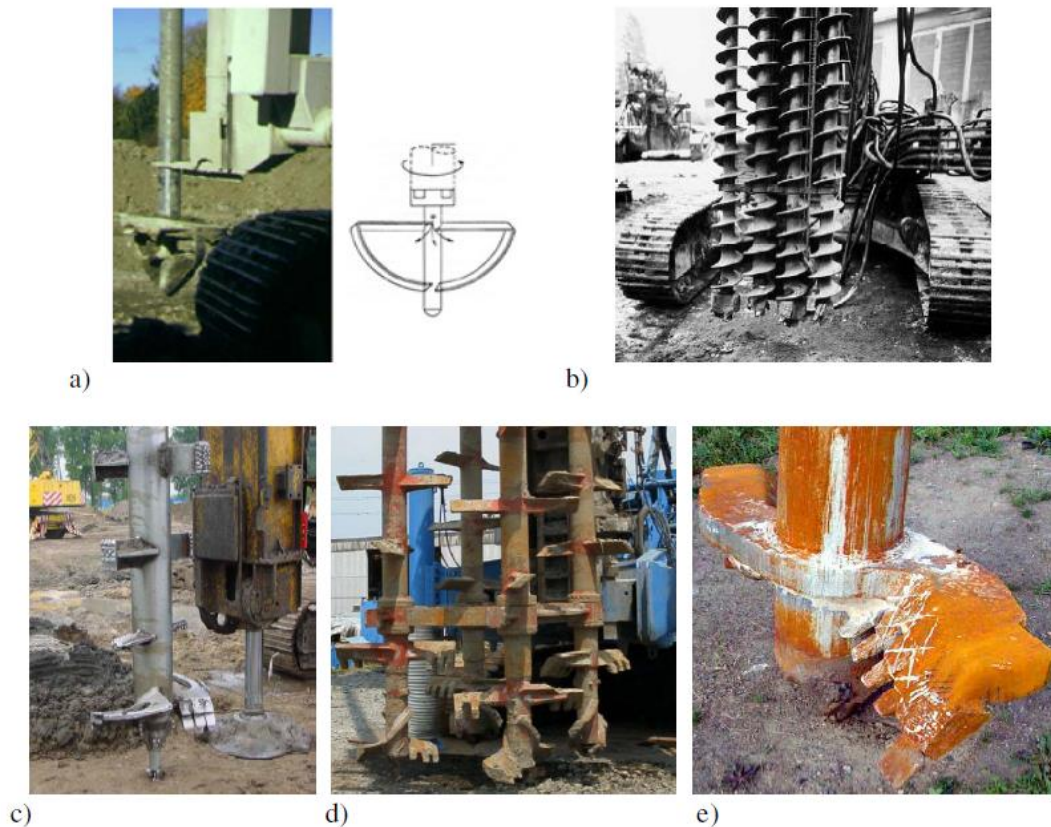


Figura 2.3 - Ferramentas de corte e mistura utilizados nos métodos de DSM: a) aplicação do método sueco de Dry mixing; b) sistema de trados utilizado na Alemanha pela Bauer, a partir de 1977 para aplicação no método de Wet mixing; c) aplicação do método de Wet mixing na Polónia; d) aplicação do método de Wet mixing no Japão; e) aplicação do método de Wet mixing na América (Larsson, 2005).

Um aspeto importante deste método é a facilidade de adaptação da configuração do tratamento às condições e aos requisitos específicos do projeto. Dependendo da finalidade, condições iniciais do solo, dimensionamento, estabilidade e custos, são usadas várias configurações ou padrões para se obterem os resultados desejados. Na Figura 2.4 estão esquematizadas as configurações mais correntes.

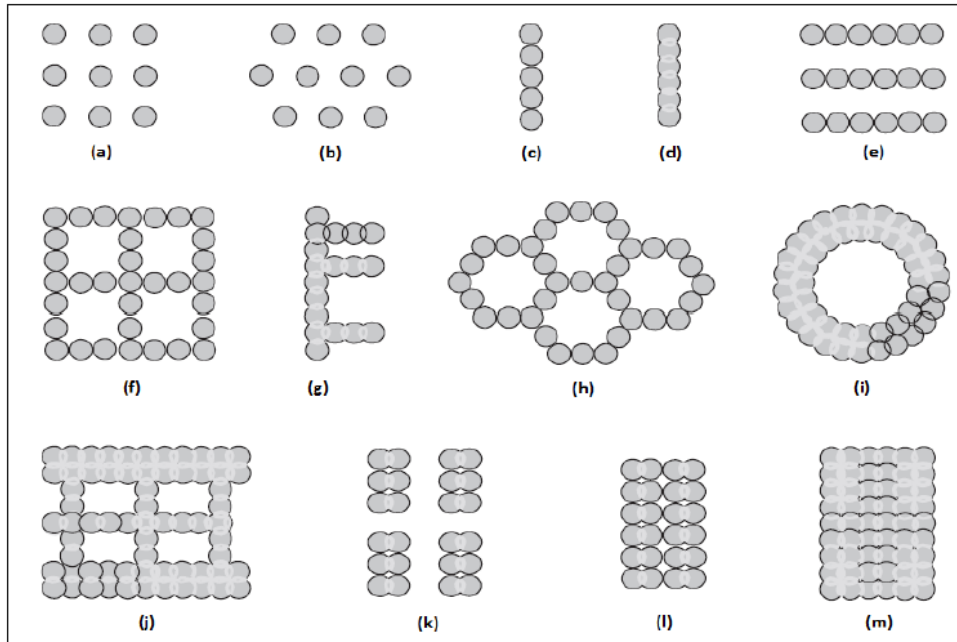


Figura 2.4 - Configurações mais comuns: a) e b) colunas na configuração quadrada ou em quincôncio; c) painel de colunas tangentes; d) painel de colunas secantes; e) conjunto de painéis; f) rede de colunas tangentes; g) painel com contrafortes; h) células; i) anel; j) grelha; k) colunas em grupo; l) grupo de colunas; m) bloco (Cruz, 2012).

Nos solos com elevada coesão, as partículas aderem ao equipamento de corte, não se conseguindo uma mistura eficaz. Para ultrapassar este problema, recorre-se muitas vezes à adição de areia a partir da superfície, antes da extração do equipamento. Quando a técnica de DSM é aplicada em solos como cascalhos grossos, durante a furação, promove-se o desgaste do equipamento, não se traduzindo necessariamente na abrasão da ferramenta de corte, ou seja, a perda de secção. Como se verificam maiores vibrações do equipamento, este esforço mecânico leva a que a cabeça de furação, o mastro e as rodas de corte sejam esforçadas dinamicamente, resultando em elevados custos de manutenção e numa perda de eficiência do equipamento (Sousa, 2009).

Após a execução devem ser efetuados ensaios laboratoriais e *in situ* em colunas de solo tratado de modo a aferir as propriedades mecânicas da mistura e verificar a sua adequação aos parâmetros adotados em projeto. Os ensaios laboratoriais devem ser efetuados com material recolhido de diferentes colunas de solo tratado, de modo a avaliar a variabilidade das características da mistura. Quando se pretende uma redução dos assentamentos do terreno, a atenção deve focar-se nas propriedades de deformabilidade do solo tratado. Por outro lado, se o tratamento se destina à melhoria da estabilidade do solo, as propriedades de maior interesse são as que se relacionam com a resistência do material tratado, sendo importante garantir uma reduzida variabilidade das mesmas (Sousa, 2009).

A Figura 2.5 sumariza várias aplicações possíveis da tecnologia de DSM.

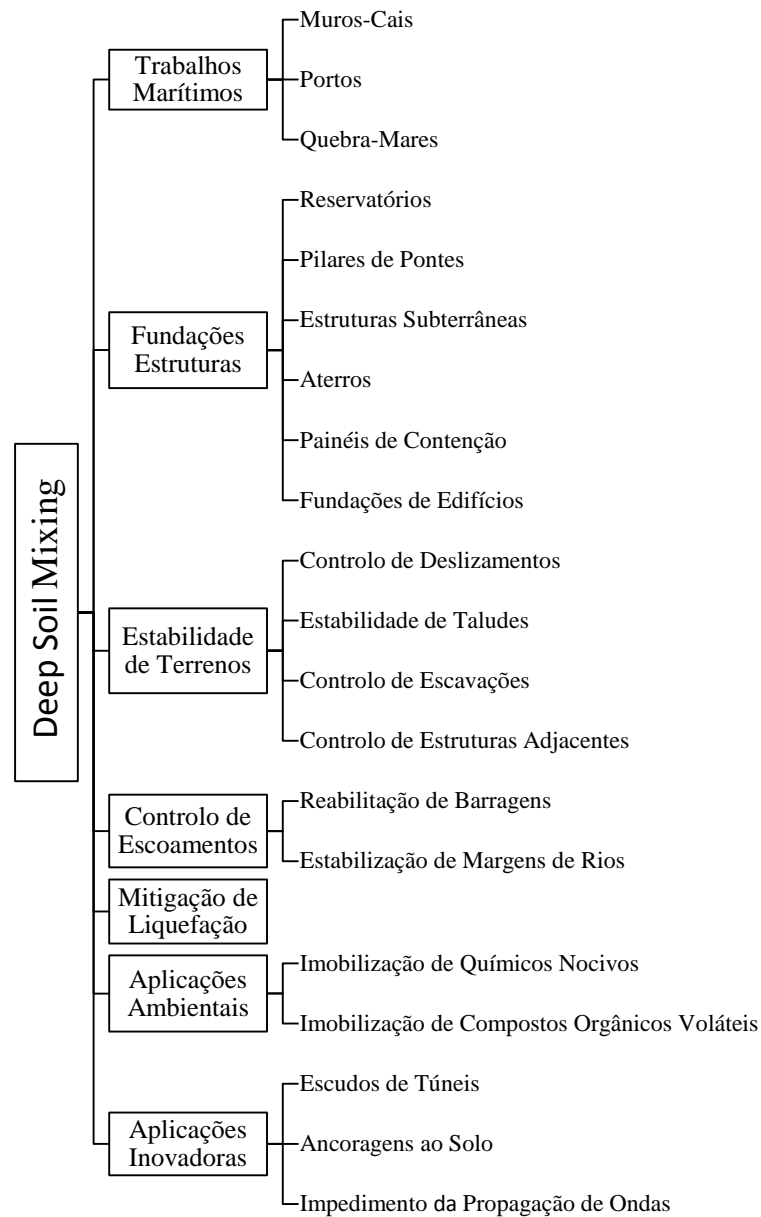


Figura 2.5 - Classificação das várias aplicações da tecnologia de Deep Soil Mixing (adaptado de Porbaha *et al.*, 1998).

2.3. JET GROUTING

A técnica de *jet grouting* surgiu no Japão, no início da década de 70 do século passado, tendo a sua versatilidade permitido o progressivo alargamento do seu campo de aplicação ao longo dos anos. O tratamento consiste na desagregação da estrutura natural do terreno, permitindo a mistura com a calda de cimento introduzida através da ação de um ou mais jatos horizontais de alta pressão. A melhoria de solos é realizada diretamente no interior do terreno, sem escavação prévia e o resultado final é um material de melhores características mecânicas e menor permeabilidade do que o inicial.

Esta técnica pode ser aplicada em obras geotécnicas como solução definitiva ou provisória, em diversas situações como escavações, reforço de fundações, cortinas impermeáveis e túneis. É frequentemente aplicado em conjunto com fundações profundas como estacas e micro-estacas.

A aplicação da técnica de *jet grouting* envolve as etapas de corte, mistura e cimentação. Durante o corte, a estrutura inicial do solo é quebrada e as partículas de solo são dispersas por ação de um ou mais jatos horizontais de alta pressão. Em seguida, as partículas desagregadas são misturadas com a calda de cimento, injetada a partir de bicos de injeção. A cimentação é conseguida através do papel auto endurecedor da calda, que permite obter um material consolidado (Sousa, 2009). A aplicação da técnica está representada na Figura 2.6.

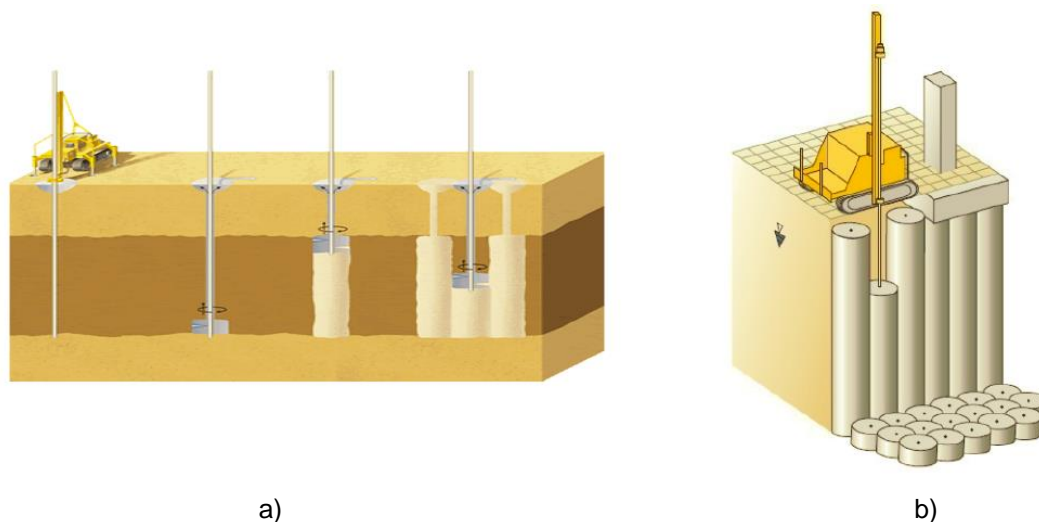


Figura 2.6 - Aplicação da técnica de *jet grouting*: a) em colunas; b) em "lajes" (Dias Pereira, 2008)

O processo de execução desta técnica inicia-se com o posicionamento do equipamento, colocando o eixo da vara coincidente com o eixo da coluna. Em seguida, a vara é introduzida no terreno através de um movimento rotacional e com o auxílio de um jato de água vertical até atingir a profundidade pretendida. Finalizada a operação de furação, inicia-se a bombagem de calda pelo interior da vara e, simultaneamente, o equipamento vai sendo extraído do furo com uma velocidade constante, para que a cada período de tempo corresponda uma subida da vara de um comprimento fixo, designado por passo vertical. Uma vez realizada a desagregação das partículas de solo e injetada a calda de cimento na área interessada, a injeção é mantida durante um determinado período de tempo, até ocorrer a lavagem do solo pela calda. Nos solos que contêm uma quantidade significativa de finos consegue-se com este processo uma seleção de material por gravidade, sendo arrastadas para cima as partículas menores e substituídas por cimento, o que representa uma melhoria do solo e uma melhoria da qualidade do produto final (Sousa, 2009).

Existem três sistemas tradicionais de *jet grouting*. A seleção do sistema mais apropriado é geralmente determinada pelas condições *in situ* do solo, experiência no sistema e naquele solo, diâmetro pretendido para as colunas e a resistência exigida para o material tratado. O sistema de jato simples apenas introduz no solo um ou mais jatos horizontais de calda de cimento, para desagregar e misturar com as partículas de solo. Este sistema é normalmente empregue em solos sem coesão. O sistema de jato duplo difere do simples pela utilização de ar comprimido a envolver o jato de calda. A ação desagregadora e de mistura

é de igual forma exercida pelo jato de calda de elevada velocidade, sendo a envolvente de ar comprimido responsável pelo aumento do alcance do jato. Este segundo sistema de *jet grouting* é mais eficaz em solos coesivos do que o sistema de jato simples. O sistema de jato triplo consiste na separação das ações de erosão e de mistura com o solo desagregado. Assim, o sistema triplo é composto por um jato de água mais ar que é responsável pela destruição da estrutura de terreno e um jato de calda responsável pela mistura da calda com o terreno, dando origem a um corpo solidificado. Este sistema triplo é o mais eficaz em solos coesivos (Dias Pereira, 2008).

No caso de se pretender obter colunas com diâmetros maiores, pode recorrer-se a um sistema de colisão de jatos, denominado *super jet grouting*. Este sistema deriva do sistema de jato duplo tendo a vantagem de utilizar o aparelho com maior energia criando assim um material de melhor qualidade pela destruição e mistura com o solo através do jato de ar e calda de cimento. Aumentando o impacto do jato, conseguem-se colunas de *jet grouting* com diâmetros entre 3 m e 5 m. É um sistema eficaz e interessante na estabilização de fundos de escavação. A Figura 2.7 ilustra o tratamento com o sistema descrito.

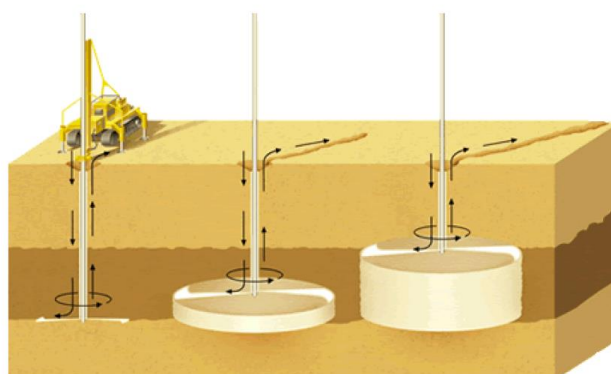


Figura 2.7 - Processo de execução da técnica *super jet grouting*. (www.haywardbaker.com)

Na Tabela 2.1 são resumidos alguns valores da resistência à compressão simples obtidos em material tratado com a técnica de *jet grouting* em diferentes tipos de solo.

Consultando a tabela, é de notar a dispersão de resultados que se obtêm para o mesmo material, tornando assim o controlo de qualidade um aspeto determinante para a obtenção de resultados fiáveis. O ideal para a modelação deste material em projeto é recorrer à experiência em solos com características semelhantes. Caso essa experiência não exista, é vantajoso efetuar um pequeno tratamento no local e retirar amostras para realização de ensaios prévios em amostras, para verificar assim, as características mecânicas do material e realizar eventuais ajustes na quantidade de cimento utilizada, bem como na pressão aplicada e na velocidade de descida e de subida do tubo de injeção.

Tabela 2.1 - Resistência à compressão simples de acordo com o tipo de solo (adaptado de Carreto, 1999).

Autores	Resistência à compressão simples (MPa)				
	Argila	Silte	Areia	Cascalho	Solo Residual do Granito
Baumann et al. (1984)	-	3 a 5	5 a 7	6 a 10	-
Teixeira et al. (1987)	1,5 a 3,5	2 a 4,5	2,5 a 8	-	-
Paviani (1989)	1 a 5	1 a 5	8 a 10	20 a 40	-
Welsh e Burke (1991)	1 a 5	1 a 5	5 a 11	5 a 11	-
Guatterri et al. (1994)	0,5 a 4	1,5 a 5	3 a 8	-	-
JJGA (1995)	1	1 a 3	-	-	-
Matos Fernandes e Almeida e Sousa (2003)	4	-	-	-	-
Topa Gomes e Viana da Fonseca (2009)	-	-	-	-	4,4 a 15,4

Da execução do *jet grouting* podem surgir alguns efeitos indesejáveis, nomeadamente o levantamento ou assentamento do terreno e a agressividade química. Para prevenir o levantamento ou assentamento do terreno, deve assegurar-se a livre saída do refluxo e efetuar furos de alívio, caso necessário. A agressividade química do tratamento deve ser controlada selecionando o tipo e a dosagem de cimento a aplicar (Sousa, 2009).

2.4. COMPACTION GROUTING

Compaction grouting consiste em introduzir no terreno uma argamassa plástica a elevadas pressões que, devido à sua viscosidade, não preenche os espaços vazios mas provoca o deslocamento do terreno. A Figura 2.8 apresenta o faseamento construtivo deste tipo de técnica. É introduzido um tubo no terreno, com a inclinação e comprimento definidos em projeto, até à zona que vai ser tratada. De seguida, iniciam-se as injeções com o fluido a exercer forças radiais em todas as direções, desta forma arrastando e compactando o solo adjacente. É utilizada uma baixa taxa de fluido de forma a prevenir a fratura excessiva do solo e a facilitar a dissipação dos excessos de pressão neutra. Posteriormente o tubo é recolhido para uma menor profundidade sendo o processo novamente iniciado. A capacidade do solo, à superfície, resistir à injeção e o seu consequente levantamento limita normalmente a compactação num determinado solo. Em regra, é usada instrumentação para detetar estes movimentos na superfície ou em edificações (Dias Pereira, 2008).

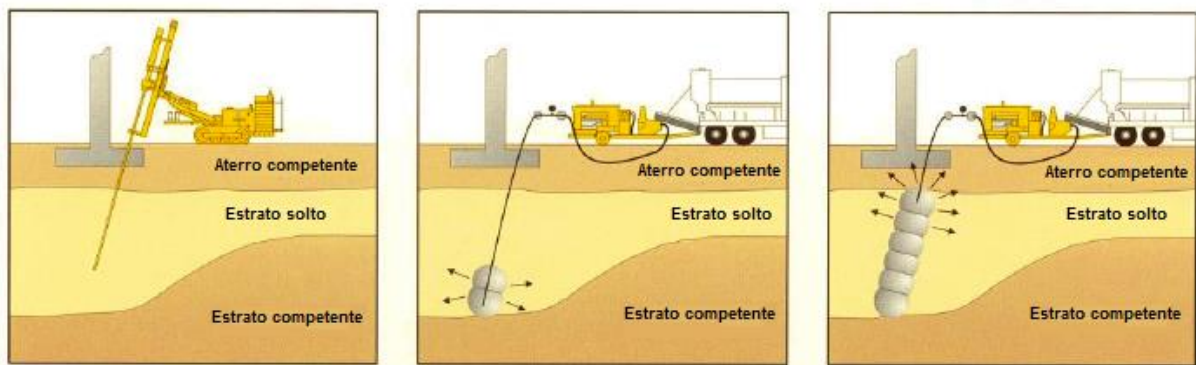


Figura 2.8 - Faseamento construtivo do *compaction grouting* (Dias Pereira, 2008).

Este método é preferencialmente empregue em solos arenosos. A sua aplicação em solos argilosos pode provocar fenómenos de instabilidade pois as elevadas pressões de aplicação transmitem-se ao fluído intersticial, provocando uma drenagem lenta.

A argamassa normalmente utilizada contém percentagens de cimento de 12 a 15%. A resistência à compressão habitualmente atingida é de 3 a 5 MPa.

As principais vantagens deste método são: i) a sua aplicação a tratamentos localizados; ii) a rapidez de instalação do equipamento; iii) a vasta gama de aplicações; a possibilidade de aplicação em locais de difícil acesso e com baixo pé-direito; iv) o reduzido custo de acidente pelo facto de não ser destrutivo; v) a adaptabilidade a estruturas já existentes e a possibilidade de alcançar grandes profundidades.

Na Figura 2.9 pode-se observar a dimensão reduzida que os equipamentos podem possuir, o que constitui uma vantagem quando o tratamento tem que ser efetuado em zonas particularmente difíceis.

Na secção 2.6.2 será exposta uma obra realizada em Shangai com esta técnica para a criação de duas “lajes” de solo tratado entre paredes moldadas.



Figura 2.9 - Manobrador a utilizar o equipamento da técnica de *compaction grouting* (Dias Pereira, 2008).

2.5. CUTTER SOIL MIXING

A técnica de CSM foi desenvolvida e testada em 2003 pela empresa *Bauer Maschinen*, na Alemanha. O processo é adequado para consolidação de solos e criação de contenções periféricas pois podem ser inseridos elementos metálicos, que permitem armar os painéis criados antes do endurecimento do solo, competindo com *jet grouting* e paredes moldadas. A execução de painéis secantes garante a homogeneidade e continuidade do perímetro da contenção. A realização destes painéis é possível para várias espessuras, bastando substituir as rodas do equipamento de rotação.

Desta técnica resultam painéis de excelentes características mecânicas, como se pode visualizar na Figura 2.10.



Figura 2.10 - Aspeto de um solo tratado com CSM (Wilson, 2007).

O tamanho de painéis individuais é determinado pelo tipo e tamanho do equipamento a ser usado. Podem ser construídos painéis com comprimentos de 2,2 m a 2,8 m e espessuras de 0,5 m a 1,2 m. (Stoetzer *et al.*, 2006)

O movimento de rotação das rodas dentadas induz a mistura entre o solo e o ligante, aumentando a agregação e homogeneização entre os mesmos. A injeção de ar comprimido é normalmente usada durante a fase de furação para melhorar o processo de corte e mistura e evitar a segregação durante o tratamento de materiais arenosos.

Esta solução é muito competitiva e interessante do ponto de vista de da engenharia. Existem várias vantagens segundo Stoetzer *et al.* (2006) e Sousa (2009):

- O solo é utilizado como material de construção
- É gerado pouco refluxo de material, sendo assim adequado para trabalhos em locais contaminados
- Aplicação a quase todo o tipo de solos, não sendo tão eficaz em solos muito densos com presença de blocos de grandes dimensões
- É uma alternativa para paredes tipo “Berlim” ou a estacas cravadas se nas proximidades existirem edifícios sensíveis a vibrações
- Otimiza o processo de mistura devido à desagregação rápida do material
- Possibilidade de execução com nível freático à superfície
- Facilidade em conhecer a geometria exata dos painéis

- Assegura a construção limpa e eficaz da ligação entre painéis mesmo após paragens prolongadas da obra
- Qualidade da mistura solo-ligante rigorosamente controlada
- Poucas vibrações durante a execução
- Sem riscos acrescidos para edifícios vizinhos logo aplicável em meio urbano.

2.5.1. EQUIPAMENTO

O equipamento para a realização de painéis de CSM, engloba de uma forma geral, uma hidrofresa onde foram adicionados dois conjuntos de rodas dentadas que tratam o solo produzindo os painéis retangulares. São precisamente as rodas dentadas os elementos mais importantes na unidade de CSM. Estas são impulsionadas por motores hidráulicos localizados numa estrutura à prova de água.

Para desagregar e misturar o solo foram criadas vários tipos de rodas. A seleção da roda adequada bem como o conjunto de dentes a colocar é a principal condição para uma operação com uma boa relação custo-eficiência, mínimo desgaste e boa homogeneização da mistura solo-ligante.

Existem três tipos de rodas dentadas, dependendo do tipo de solo a tratar. Conforme se ilustra na Figura 2.11, as rodas dentadas do tipo 1 são indicadas para solos arenosos, não coesivos. As rodas dentadas do tipo 2 adequam-se a solos siltosos ou argilosos, caracterizados pelo predomínio de partículas muito finas. Por sua vez, as rodas dentadas do tipo 3 são adequadas para solos mais duros, densos e onde seja previsível o aparecimento de pedras. (Sousa, 2009)



Figura 2.11 - Tipos de rodas dentadas (Sousa, 2009).

Atualmente as ferramentas de corte fabricadas pela Bauer são os modelos BCM 5 e BCM 10, esquematizados na Figura 2.12.

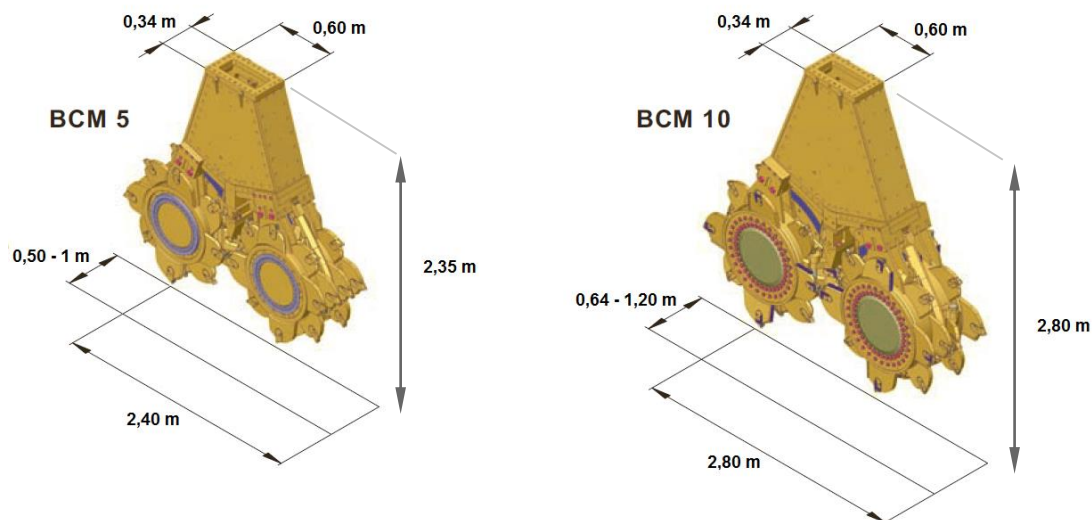


Figura 2.12 - Ferramentas de corte (adaptado de Bauer, 2010).

A ferramenta de corte pode ser suportada por um sistema de vara *Kelly* ou por cabos de suspensão. A configuração padrão é um sistema de vara *Kelly* que pode alcançar profundidades até 35 m. Os sistemas com cabos de suspensão são mais adequados para a construção de paredes a grande profundidade. A maior profundidade alcançada por um sistema deste género, para criar com sucesso uma parede, é de 55 m (Stoetzer *et al.*, 2006).



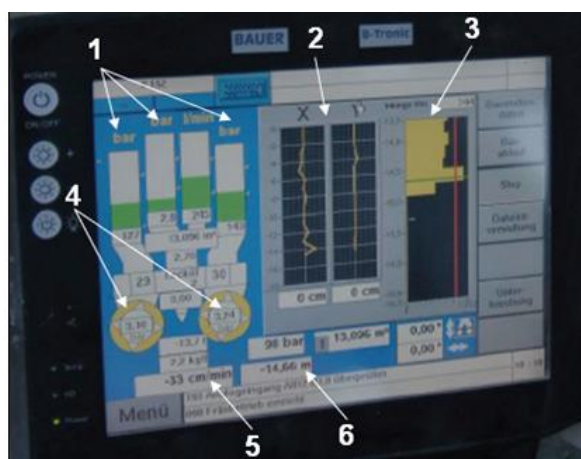
a)



b)

Figura 2.13 - Equipamento utilizado para a execução de painéis de CSM: a) Vara *Kelly* (Japão); b) Cabos de suspensão (Alemanha) (Stoetzer *et al.*, 2006).

O processamento em tempo real é possível, tanto da profundidade da ferramenta de corte como eventuais desvios em relação à posição inicial, podendo-se controlar assim a verticalidade do painel a ser criado. O consumo e a pressão da calda de cimento bem como a velocidade de execução também podem ser controlados. O manobrador pode ajustar os parâmetros no decorrer da execução, garantindo assim a qualidade da mistura. Na Figura 2.14 pode observar-se o painel de controlo do equipamento.



Legenda:

- 1 - Pressão da calda de cimento nas mangueiras.
- 2 - Desvios da ferramenta de corte relativamente à posição inicial, ao longo da profundidade do tratamento.
- 3 - Volume de calda de cimento no painel, em profundidade.
- 4 - Pressão da calda de cimento no painel.
- 5 - Velocidade de execução do tratamento.
- 6 - Profundidade da ferramenta de corte.

17

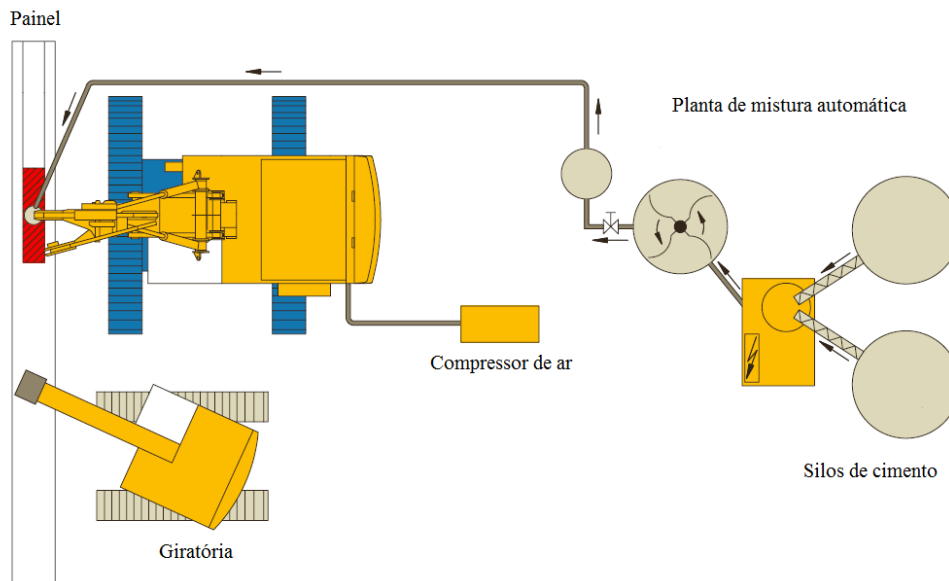


Figura 2.15 - Equipamentos de apoio na execução de cortinas de CSM (adaptado de Bauer, 2010).

2.5.2. EXECUÇÃO

Segundo a Bauer, uma parede contínua é formada por uma série de sobreposições de painéis primários e painéis secundários. Os painéis secundários podem ser executados após o endurecimento do solo tratado dos painéis primários, sendo este material facilmente desagregado pelas rodas dentadas.

Depois de definida em planta a localização e dimensões dos painéis é necessário alinhar o equipamento. Embora não seja necessária a construção de muros-guia, pode-se recorrer a sistemas de orientação simples como a utilização de um fio guia, implantado por métodos topográficos ou uma guia metálica.

As etapas ilustradas na Figura 2.16 sobre a sequência de execução do processo encontram-se descritas seguidamente:

Passo 1: Posicionamento da ferramenta de corte no eixo da parede a realizar.

Passo 2: Furação do terreno a ritmo constante, por ação das rodas dentadas. A calda de cimento vai sendo bombeada. O operador deve ajustar todos os parâmetros para otimizar a energia utilizada e criar um material o mais homogêneo possível. A rotação das rodas deve ser preferencialmente de dentro para fora pois os dentes de corte transportam as partículas de solo, facilitando assim a mistura entre o solo desagregado e a calda de cimento. Bentonite pode ser usada com vista à estabilização das paredes do furo. A velocidade de furação é cerca de 20 a 60 cm/minuto.

Passo 3: Chegando à profundidade desejada, procede-se à extração do equipamento, injetando ao mesmo tempo calda de cimento em falta, uma vez que, durante a furação o volume injetado pode ser inferior ao volume final pretendido. A homogeneização da mistura de solo fluidificado com a calda de cimento fresca é assegurada pela rotação das rodas dentadas, que nesta fase invertem o sentido de rotação.

Passo 4: Após a extração do equipamento, procede-se à colocação de perfis metálicos, se for necessário um reforço estrutural adicional. São inseridos por gravidade ou com recurso a martelos e vibradores.

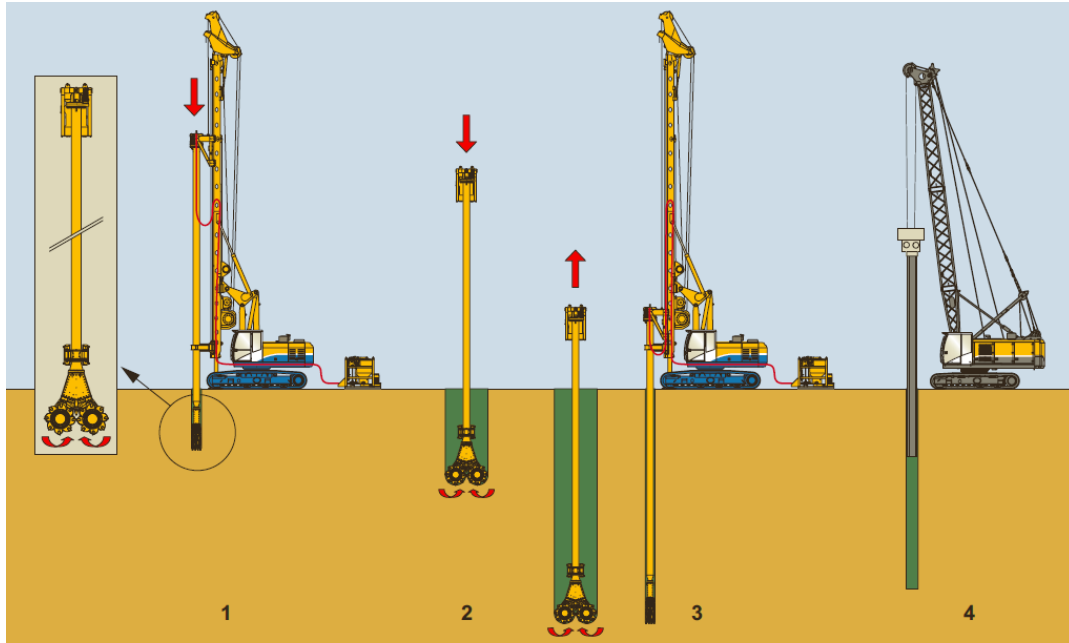


Figura 2.16 - Sequência de execução de uma parede pela técnica de CSM (Bauer, 2010).

O processo construtivo anteriormente descrito dá-se de forma relativamente rápida, podendo de seguida executar-se o painel seguinte. Consoante o tipo de solos atravessados, a descida e subida do painel pode ser mais ou menos rápida, mas em geral, um painel de 25 m de comprimento, demora em média 2 horas e 30 minutos a executar completamente (Lopes, 2010).

A sequência de construção de painéis primários e painéis secundários permite assegurar uma sobreposição que garante a solidarização entre eles, obtendo-se deste modo uma parede contínua, como mostra a Figura 2.17. Desta forma, evita-se a criação de zonas de descontinuidade na parede que, para além de não garantirem a resistência conjunta dos painéis, evitam a abertura de caminhos preferenciais para a passagem de água.

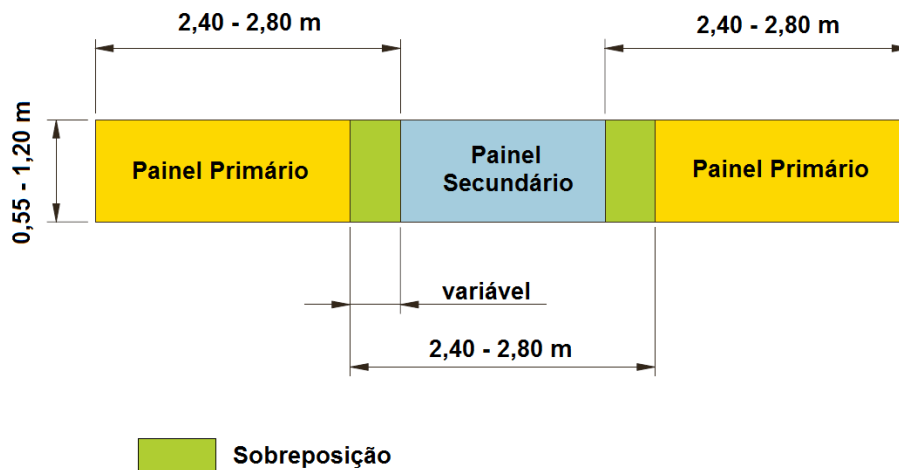


Figura 2.17 - Execução e dimensões de painéis primários e secundários (adaptado de Bauer, 2010).

A Tabela 2.2 sintetiza os parâmetros do solo a ser tratado que mais influenciam a produtividade da máquina.

Tabela 2.2 - Fatores de produtividade (Bauer, 2010).

	Condições Favoráveis	Condições Desfavoráveis
Estrutura do solo	Uniforme	Estratificado
Tipo de solo	Areias soltas a medianamente compactas e siltes arenosos	Areias compactas a muito compactas, materiais rochosos incorporados no solo, solos duros e solos coesivos ou orgânicos
Geometria do local	Secções de parede longas e retas	Secções de parede irregulares
Profundidade da parede	Superior a 10 m	Inferior a 10 m (movimentação e ajuste da máquina não produtivos)

2.5.3. CASO DO PARQUE DE ESTACIONAMENTO SUBTERRÂNEO EM LAGOS

Este caso de estudo diz respeito a uma estrutura provisória de suporte de escavação para um parque de estacionamento automóvel em Lagos, Algarve, Portugal. Na Figura 2.18 encontram-se representadas as dimensões em planta da zona a escavar. A área de escavação é de aproximadamente 6313 m², com um perímetro de 531 m. De acordo com o Projeto de Arquitetura, o parque de estacionamento desenvolve-se aproximadamente até 6 m abaixo da cota inicial do terreno (Sousa, 2009).

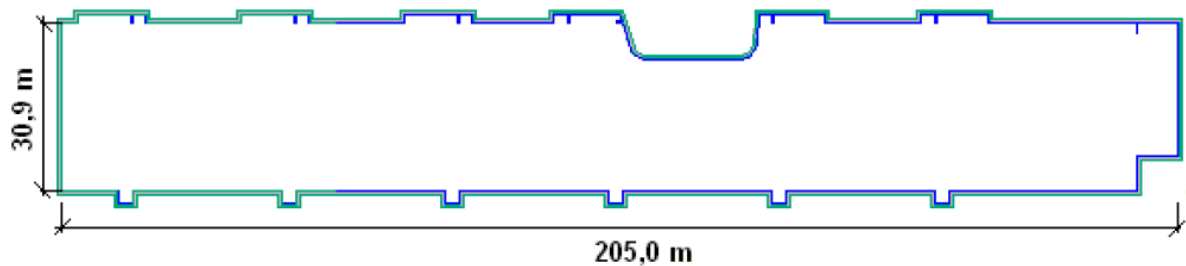


Figura 2.18 - Dimensões da escavação a realizar (Sousa, 2009).

A obra situa-se na frente ribeirinha da cidade, numa área conquistada ao mar por meio de aterros, adjacente à muralha da Fortaleza de Lagos e na proximidade um edifício público (tribunal). A solução adotada consistiu numa contenção periférica provisória constituída por uma cortina contínua de painéis de CSM reforçados com perfis de aço verticais e um nível de ancoragens pré-esforçadas. A cortina de contenção provisória, constituída por 262 painéis de CSM, foi realizada sequencialmente por painéis primários e secundários com secção 2,40x0,60 m² e uma sobreposição entre si de 0,20 m. Cada um dos painéis foi executado até uma profundidade máxima de 12 m e reforçado com três perfis verticais de aço tipo IPE 330. A solidarização dos perfis metálicos foi garantida por meio de uma viga de coroamento com secção de 0,60x0,90 m², à qual foram amarradas as ancoragens provisórias, inclinadas com a horizontal de 35°, afastadas longitudinalmente de 2,50 m e pré-esforçadas a 600 kN. Após a conclusão da escavação, construiu-se a estrutura definitiva interna de betão armado, constituída por uma laje de fundo estanque, pregada ao maciço de fundação para equilibrar as subpressões da água, pilares, lajes e uma parede periférica betonada contra a parede de CSM (Figura 2.19) (Matos Fernandes, et al., 2010).

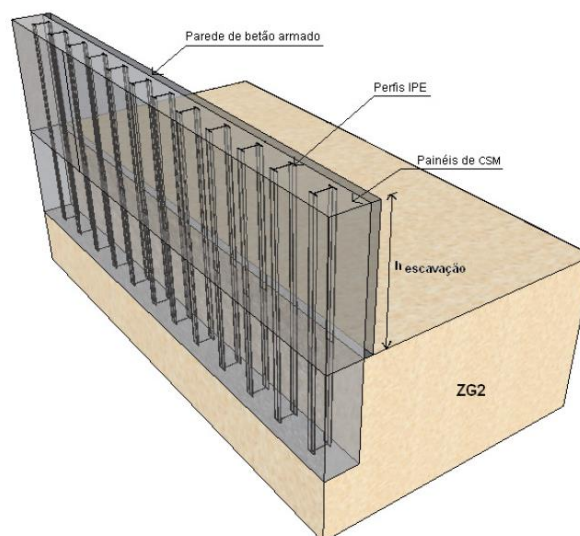


Figura 2.19 - Aspeto tridimensional da solução estrutural adotada (Sousa, 2009)

Tabela 2.3 - Resultados dos ensaios do solo tratado (Matos Fernandes, et al., 2010).

$\sigma_{\text{compressão, med}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{tração, med}}$ (MPa)	E (GPa)
3,1	0,3	2,9

Tendo em conta os resultados obtidos através da observação da obra, salienta-se o bom comportamento da obra ao longo das várias fases da execução da escavação, quer em termos de estabilidade, quer em relação aos níveis de deformação. A função de impermeabilização da cortina foi garantida, verificando-se que a passagem de água do exterior para o interior da escavação através da parede de CSM foi totalmente impedida. A água afluyente ao interior da escavação através dos calcarenitos existentes no seu fundo foi eficazmente controlada através do sistema de drenagem implementado (Sousa, 2009).

Na Figura 2.20 pode-se observar o aspeto dos painéis de solo tratado com CSM.



Figura 2.20 - Aspeto da parede de CSM após a escavação até à profundidade de 6 m (Sousa, 2009).

2.5.4. CASO DA ESCAVAÇÃO PARA ESTAÇÃO ELEVATÓRIA EM LISBOA

Este segundo caso de estudo diz respeito a uma escavação para a instalação de uma estação elevatória (EE) entre o Cais do Sodré e o Terreiro do Paço, em Lisboa, junto à margem direita do rio Tejo. A escavação tem uma profundidade de 12 m, 440 m² de área em planta e um perímetro de 135 m, conforme se mostra na Figura 2.21.



Figura 2.21 - Localização e geometria da obra (Matos Fernandes, et al., 2010).

De acordo com os condicionalismos da obra, foi adotada para contenção periférica uma solução materializada por uma parede de 0,60 m de espessura, constituída por painéis de CSM. A parede de contenção assumiu assim três funções simultâneas (Figura 2.20): i) elemento de contenção de forma a permitir a realização da escavação na vertical, preservando a estabilidade do maciço escavado e das infraestruturas vizinhas; ii) elemento de fundação e de pregagem da estrutura da EE, face às subpressões; iii) elemento de limitação da afluência de água ao interior da escavação nas fases de construção e de exploração (Matos Fernandes, et al., 2010).

A parede de contenção periférica foi constituída por painéis de solo tratado, executados através da tecnologia CSM, com dimensão de 2,40x0,60 m², dispostos no perímetro da escavação, com sobreposição mínima de 0,20 m e prolongados até ao substrato, de forma a limitar a afluência de água através do fundo da escavação. Tal exigiu a realização de painéis com altura até 27 m. Estes painéis foram armados verticalmente com perfis de aço IPE 300, posicionados no interior dos mesmos antes do início de presa do cimento. Tendo em conta a grande profundidade do substrato e a baixa resistência do solo sobrejacente, a cortina periférica foi complementada com uma grelha de painéis de travamento interior, executados previamente à escavação e imediatamente abaixo da cota da base desta, executados também pela técnica de CSM. Os elementos de travamento tinham 2 m de altura e estavam dispostos com intervalos (entre eixos) de 2,75 m e de 2,25 m, consoante a direção, como mostra a Figura 2.22. Alguns desses elementos foram prolongados até ao substrato para fundação da estrutura definitiva (Matos Fernandes, et al., 2010).

Na presente obra, os painéis de CSM desempenham a função de contenção periférica e travamento interior em fase provisória e reforço sísmico em fase definitiva. Foi utilizado também escoramento convencional com perfis de aço para travamento provisório acima da base de escavação através de vigas de distribuição HEB 300 e escoras HEB 200 e HEB260, conforme ilustrado na Figura 2.22.

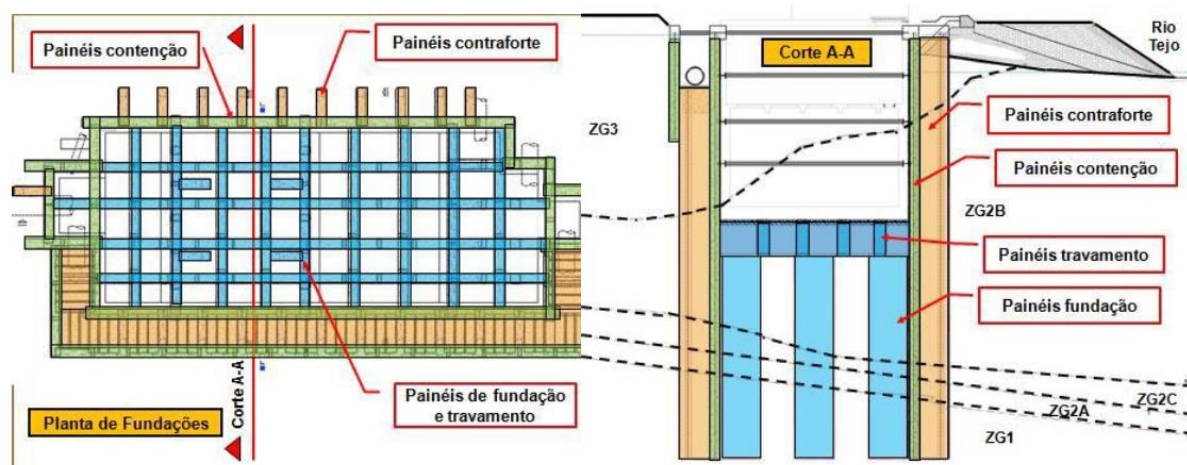


Figura 2.22 - Planta e corte da estrutura de suporte da escavação da estação elevatória (Matos Fernandes, *et al.*, 2010).

Por fim, é de mencionar, que a solução adotada para a estrutura de contenção provisória se mostrou integralmente compatível com a da estrutura definitiva, permitindo mesmo a otimização do dimensionamento dos elementos estruturais interiores, betonados diretamente contra os painéis de CSM, como se encontra representado na Figura 2.23 (Matos Fernandes, *et al.*, 2010).

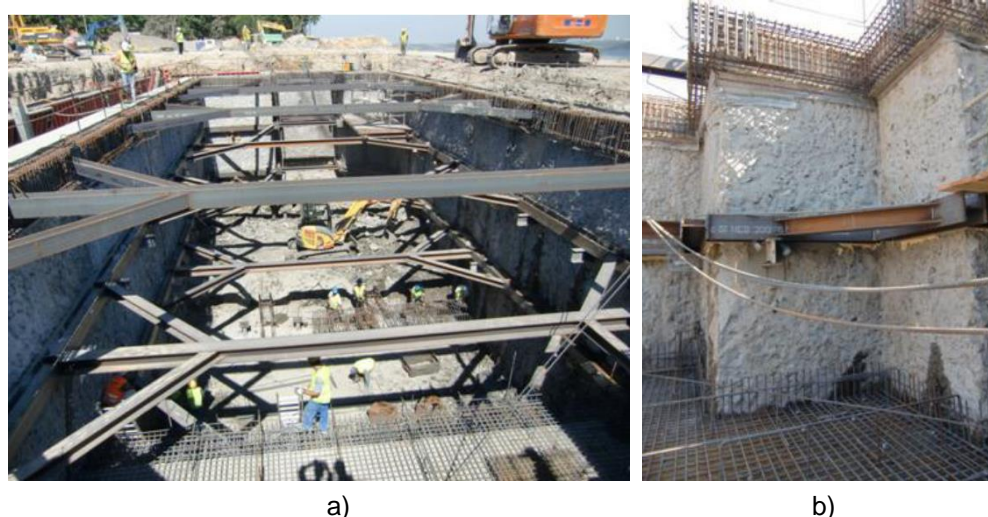


Figura 2.23 - a) Vista da obra na fase final da escavação; b) Pormenores de compatibilização com a estrutura interior e painéis CSM (Matos Fernandes, *et al.*, 2010).

2.6. TÉCNICAS DE REFORÇO DO MACIÇO A ESCAVAR

O desenvolvimento económico e a necessidade de infraestruturas levam à crescente procura de espaço subterrâneo, havendo cada vez mais escavações profundas a ser executadas em ambiente citadino. Devido ao espaço limitado numa zona urbana, estruturas subterrâneas têm de ser construídas com recurso a escavações cada vez mais profundas.

Escavações profundas são normalmente projetadas com base em dois critérios fundamentais: seleção do sistema de suporte necessário para assegurar a estabilidade da escavação e controlo dos deslocamentos do maciço adjacente à escavação que possam afetar edifícios ou outras estruturas.

Estruturas adjacentes à escavação confrontam-se com maiores riscos de serem danificadas à medida que se geram campos de tensões e deformações elevadas em escavações profundas. Quando os efeitos negativos previstos da construção são inaceitavelmente elevados, modificações ao projeto ou outras medidas de mitigação são necessárias para reduzir os danos causados.

Para o controlo dos movimentos e dos esforços estruturais nas escavações profundas em solos moles de grande espessura, são conhecidas algumas medidas de reforço e tratamento do terreno entre as cortinas periféricas previamente à escavação, de modo a manter os movimentos do solo numa gama de valores toleráveis. Os assentamentos do solo associados a escavações profundas têm uma relação estreita com o tipo de suporte utilizado, processo de escavação e as propriedades dos solos. Melhorar o solo por técnicas de reforço está provado ser uma técnica útil na minimização de deslocamentos do solo suportado.

Apresentam-se de seguida casos onde foram estudadas várias técnicas de reforço de solos como meio de minimização de deslocamentos, na sequência da realização de escavações em solos moles.

2.6.1. UTILIZANDO A TÉCNICA DE DEEP SOIL MIXING

Ou, Wu e Hsieh (1996) desenvolveram um estudo sobre uma escavação onde foram utilizadas colunas de *Deep Soil Mixing* de modo a reforçar o solo e minimizar os deslocamentos da parede moldada que suportava o terreno. Esta escavação foi realizada para a construção do edifício Kon-Her localizado em Taipei, Taiwan. A estrutura corresponde a um edifício residencial de 15 andares com 3 níveis de caves. Foi realizada uma parede moldada de 0,60 m de espessura que penetrou no firme rochoso. A profundidade final de escavação foi de 12,75 m. A Figura 2.24 mostra o local de intervenção juntamente com a localização dos inclinómetros usados para controlar a escavação.

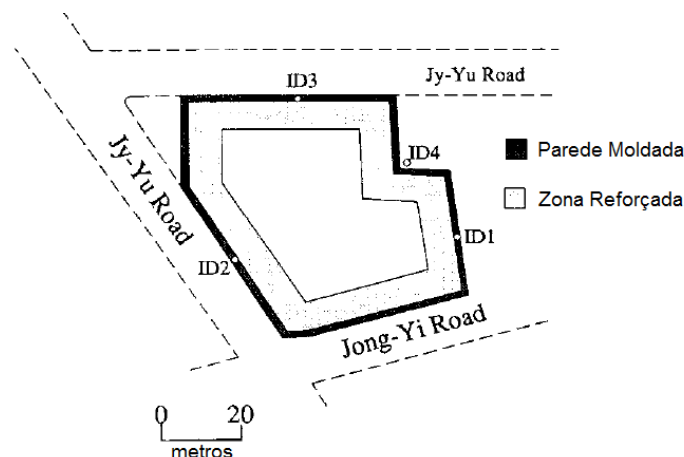


Figura 2.24 - Geometria das colunas de DSM para a escavação de Kon-Her (adaptado de Ou *et al.*, 1996).

A Figura 2.25 representa os resultados para o ensaio SPT e de resistência não-drenada para a argila mole em profundidade.

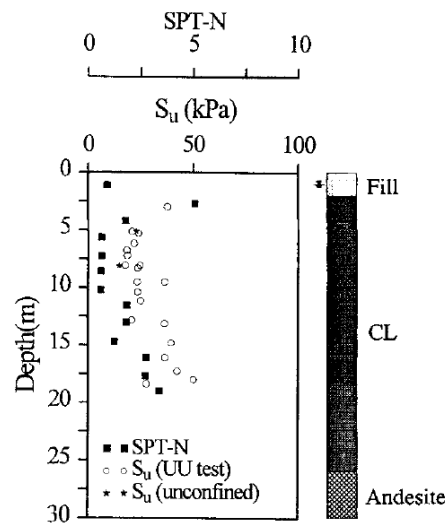


Figura 2.25 - Condições do solo na escavação de Kon-Her (Ou *et al.*, 1996).

Para minimizar os deslocamentos da parede, recorreu-se ao reforço do maciço escavado foi utilizado junto à parede moldada, na zona a ser escavada. Foram usadas colunas de DSM com diâmetro de 0,80 m com espaçamentos de 2 m, utilizando o cimento como ligante. A zona tratada consiste em quatro fileiras de colunas de diferentes profundidades com distribuição rômica, tal como ilustrado na Figura 2.26.

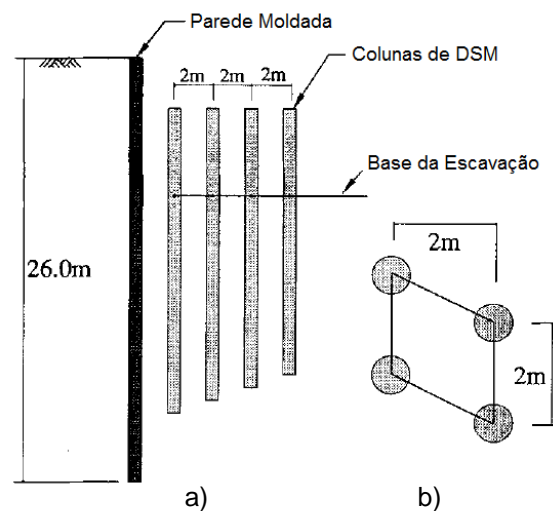


Figura 2.26 - Colunas de DSM: a) a diferentes profundidades; b) com distribuição rômica (adaptado de Ou *et al.*, 1996).

Foram utilizadas cinco níveis de escoras como suporte temporário. O espaçamento horizontal entre as escoras foi de 5,5 m e a escavação finalizada em seis fases, que consistiam na escavação e colocação de um nível de escoras na fase seguinte, até se atingir a profundidade final escavada de 12,75 m.

Os autores realizaram dois tipos de análises por elementos finitos para estudar o comportamento da escavação: o método *real allocation simulation* (RAS) e o método *equivalent material simulation* (EMS). Foram realizadas análises de elementos finitos em estado plano de deformação e 3D para simular a interação do solo não tratado, solo tratado e a parede de suporte da escavação.

A comparação dos deslocamentos medidos na obra e os valores calculados para o inclinómetro ID1 e ID3 pode ser observada na Figura 2.27.

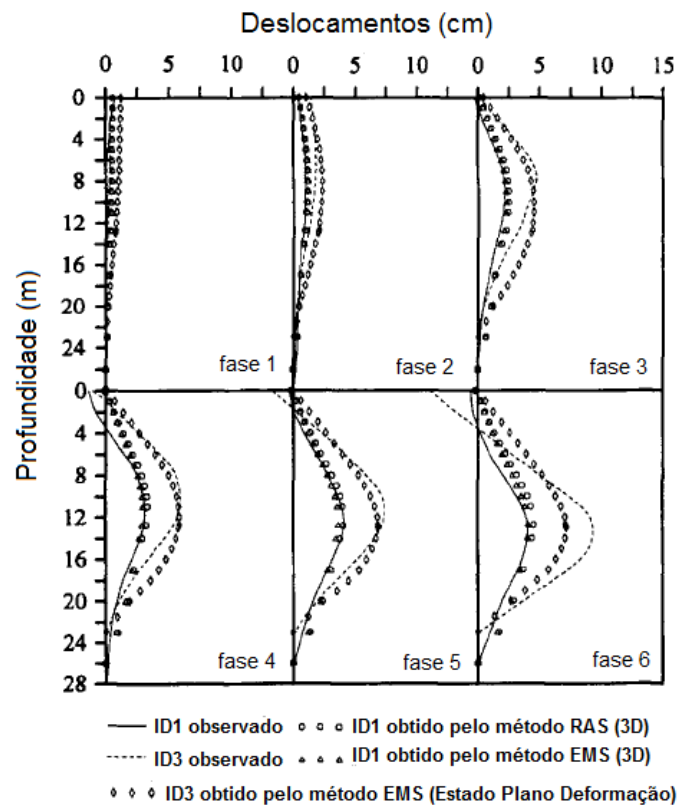


Figura 2.27 - Comparação dos deslocamentos medidos na cortina e deslocamentos calculados pelos métodos RAS e EMS (inclinómetros ID1 e ID3) (adaptado de Ou *et al.*, 1996).

Obteve-se um bom comportamento da escavação. As previsões das deformações calculadas pelas análises por elementos finitos foram próximas das determinadas pelas medições realizadas em obra, sendo os resultados das análises tridimensionais as mais próximas dos resultados medidos.

2.6.2. UTILIZANDO A TÉCNICA DE COMPACTION GROUTING

Um estudo realizado por *Liu et al.* (2005) incidiu sobre uma escavação profunda em solos moles onde foi utilizada a técnica de *compaction grouting*. A escavação mencionada localiza-se em Shanghai, China para a construção da linha de metro Pearl II na estação de Yishan.

Segundo as exigências estabelecidas para este tipo de obra, o deslocamento máximo à superfície da escavação, não podia exceder $0,1 \% H$ e o máximo deslocamento horizontal da parede moldada não podia ser maior que $0,14 \% H$, sendo H a profundidade final da escavação. A estação tinha uma profundidade de 15,5 m, largura de 17,4 m e comprimento de 335 m. A escavação foi suportada por uma parede moldada de 0,6 m de espessura com uma altura que varia entre de 28 e 34 m. O uso de uma parede moldada de maior altura deveu-se à intenção de minimizar os efeitos da escavação numa linha de comboio que se estende paralelamente à parede a 20-30 m de distância, no lado sul da escavação.

Depois da construção da parede moldada e pilares de travamento, executaram-se duas “lajes” de *compaction grouting* na zona passiva da escavação, às profundidades de 8,6 e 10,6 m (2 m de espessura) e entre 16,6 e 19,6 m (3 m de espessura). Na Figura 2.28 ilustra-se uma secção transversal da escavação.

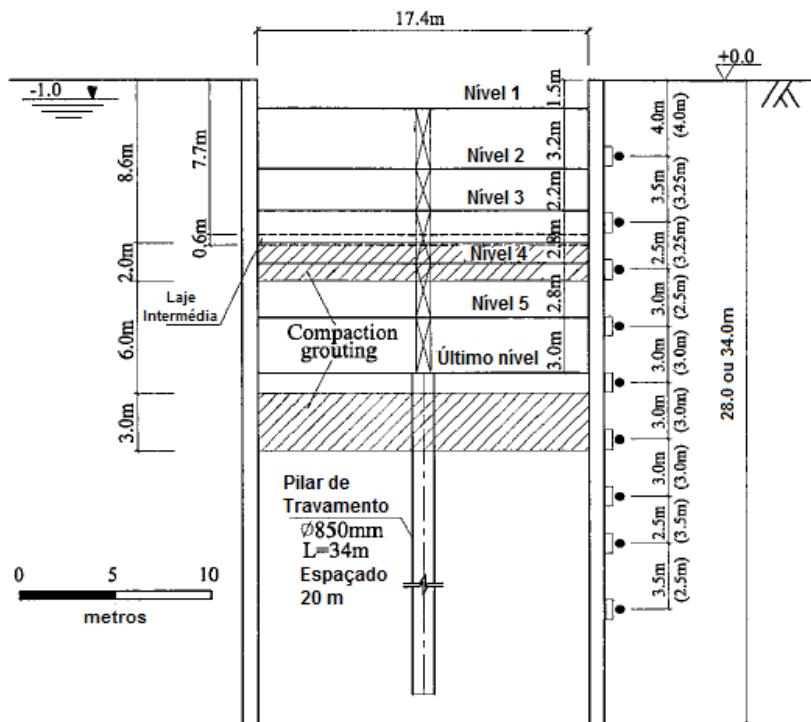


Figura 2.28 - Secção transversal da escavação (adaptado de Liu *et al.*, 2005).

A realização da escavação compreendeu as seguintes etapas: i) construção da parede moldada; ii) realização das “lajes” de *compaction grouting*; iii) escavação com colocação de escoras até ao nível 4; iv) execução de uma laje intermédia de betão armado; v) escavação e colocação do último nível de escoras. A obra sofre uma interrupção durante o período de cura do betão da laje intermédia, obtendo-se assim tempo para estudar o comportamento da escavação.

A Figura 2.29 ilustra os deslocamentos horizontais da parede moldada medidos através de inclinómetros, numa zona com “laje” intermédia e numa zona sem “laje” intermédia.

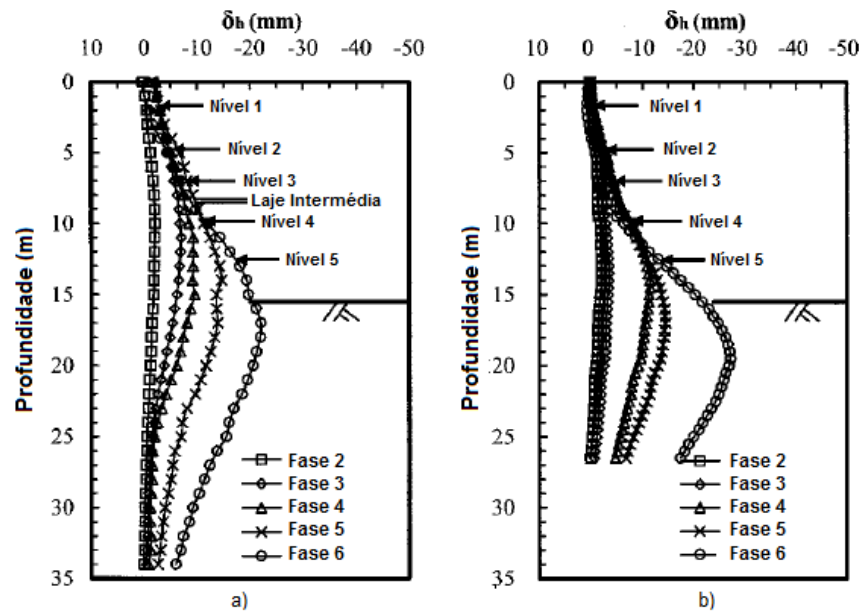


Figura 2.29 - Deslocamentos horizontais da parede: a) zona com "laje" intermédia; b) zona sem "laje" intermédia (adaptado de Liu *et al.*, 2005).

Comparando as deformações das duas zonas representadas, a construção da “laje” intermédia não pareceu oferecer benefícios óbvios na redução dos deslocamentos laterais. O deslocamento máximo é consideravelmente maior na zona sem “laje” intermédia. Esta diferença pode ser explicada pela menor profundidade atingida pela parede naquela localização.

Na Figura 2.30 ilustra-se uma síntese dos deslocamentos horizontais em todos os inclinómetros utilizados. Os deslocamentos medidos variam entre 20 mm e 37 mm. Ao aumento do comprimento da cortina correspondem deslocamentos horizontais menores, com exceção da medição do primeiro inclinómetro (I01). Esta exceção deveu-se a uma colocação insuficiente de pré-esforço na escora próxima ao inclinómetro I01.

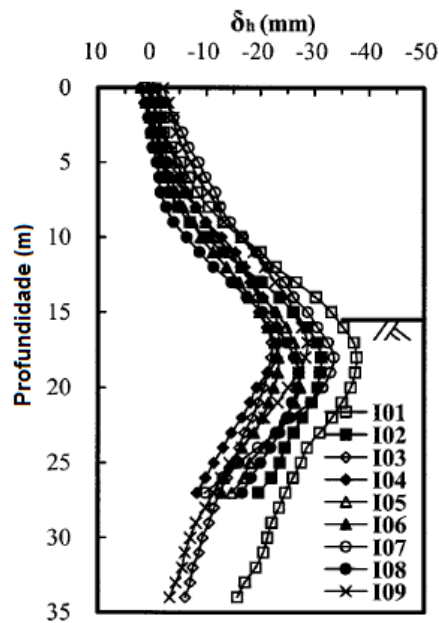


Figura 2.30 - Síntese dos deslocamentos horizontais em várias zonas de intervenção para a última fase de escavação (adaptado de Liu *et al.*, 2005).

Para se obter uma correlação entre o deslocamento máximo da parede de suporte da escavação *versus* o fator de segurança ao levantamento da base para a escavação de Yishan, utilizou-se a correlação de Mana e Clough (1981) representada na Figura 2.31. Nesta Figura comparam-se também os valores medidos da obra de Shanghai aqui mencionada com outros valores relevantes estudados nas argilas da Ásia por Long (2001). Usando um fator de segurança igual a 2,4, os deslocamentos máximos propostos por Long (2001) estão assinalados na figura. Em comparação com outros casos históricos, os valores determinados para a estação em estudo (Yishan) situam-se no limite inferior das curvas propostas, mesmo com fatores de segurança de 2,2.

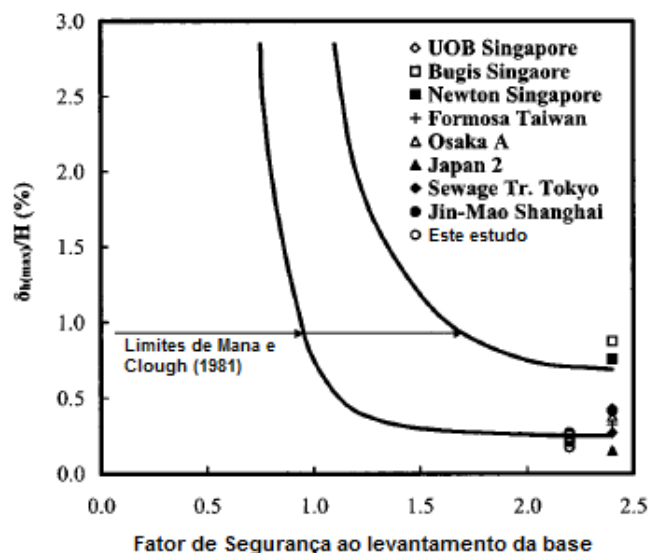


Figura 2.31 - Relação entre o fator de segurança ao levantamento da base e o deslocamento horizontal máximo da parede (adaptado de Liu *et al.*, 2005).

Na Figura 2.32 encontra-se o registo dos assentamentos do solo à superfície da presente escavação, comparando-se esses deslocamentos com outros casos de escavações recolhidos e estudados por Peck (1969) na forma de um gráfico. Apesar das fracas condições dos solos em Shanghai, os valores obtidos da escavação em estudo encontram-se dentro da zona I do sistema de classificação: areias e argilas médias a rijas. Considerando o uso de pequenas secções de escavação, aplicação de *compaction grouting* para reforçar as condições do solo, rigidez da parede moldada elevada e uso de escoras pré-esforçadas, a magnitude dos valores dos assentamentos à superfície parecem razoáveis quando comparados com outros casos.

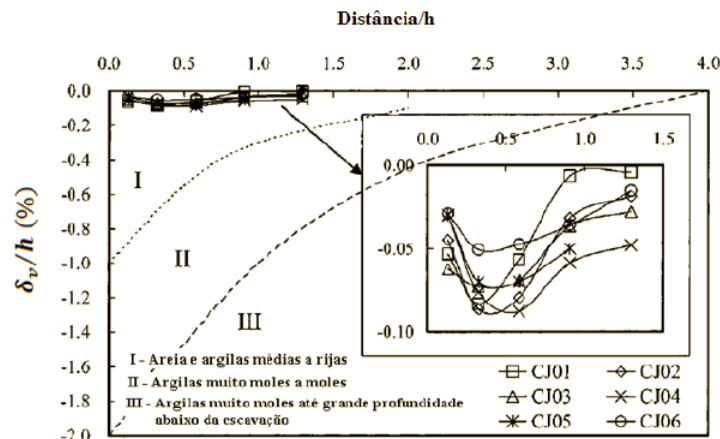


Figura 2.32 - Assentamentos normalizados junto à escavação (adaptado de Liu *et al.*, 2005).

2.6.3. UTILIZANDO A TÉCNICA DE JET GROUTING

Nesta secção serão apresentadas dois casos onde foi utilizado *jet grouting* como medida de reforço para minimizar deslocamentos associados a escavações. O primeiro caso diz respeito a melhoramento do maciço a escavar através da realização de colunas de *jet grouting* em Kaohsiung, Taiwan. No segundo caso a ser apresentado, o reforço foi realizado na forma de “laje”, para a escavação da estação de metro Cais do Sodré, Lisboa.

Escavações em Taiwan são geralmente realizadas em zonas urbanas congestionadas. Um estudo realizado por Hsieh *et al.* (2003) descreve a construção de um edifício residencial de 35 pisos elevados e 6 subterrâneos para estacionamento na cidade de Kaohsiung. A cidade está localizada no coração de uma planície aluvionar. O solo consiste maioritariamente em estratos de argila. Para o projeto de construção do edifício foram realizados um total de oito furos de sondagem que atingiram uma profundidade máxima de 90 m. Um leito de rocha firme não foi encontrado nas oito sondagens.

O edifício ocupa uma área de 2240 m² (32 m × 70 m). A profundidade da escavação para as caves atinge 22,3 m. O suporte de terras é assegurado por uma parede moldada de 1 m de espessura que atinge a profundidade de 36 m. O escoramento consiste em perfis H de aço espaçados de 6,5 m e pré-esforçados. A escavação realizou-se em oito fases que consistiam na escavação, colocação das escoras pré-esforçadas e escavação do nível seguinte.

Esta escavação tinha muitas restrições de deslocamentos da superfície devido à existência de edifícios vizinhos. Para respeitar estas limitações restritas, procedeu-se a um melhoramento do maciço a escavar sob a forma de colunas de *jet grouting* como esquematizado na Figura 2.33. As colunas foram colocadas entre as profundidades de -21 e -27 m. Como a escavação atinge a profundidade de 22,3 m, a parte superior das colunas é então demolida.

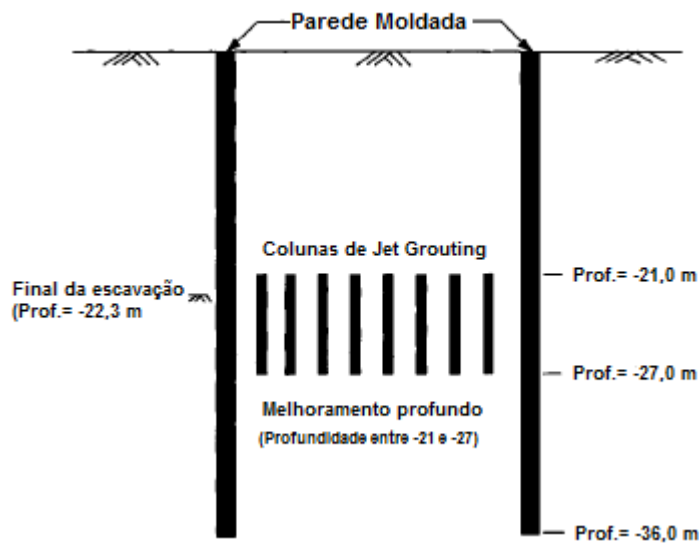


Figura 2.33 - Esquema do melhoramento usado (adaptado de Hsieh *et al.*, 2003).

A Figura 2.34 mostra as características geométricas das colunas de *jet grouting*. Cada coluna apresenta um diâmetro de 0,60 m com espaçamento de 2 m entre eixos de colunas.

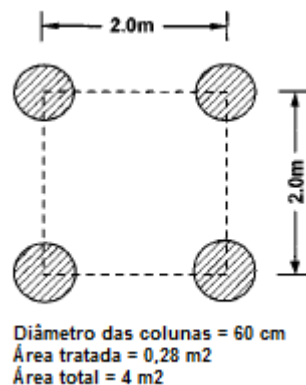


Figura 2.34 - Geometria das colunas de solo tratado (adaptado de Hsieh *et al.*, 2003).

Quatro inclinômetros, cada um a atingir 36 m de profundidade, foram instalados na parede moldada para monitorizar movimentos horizontais. As leituras de deslocamentos dos inclinômetros para as fases finais da escavação estão representados na Figura 2.35. O esquema de reforço do solo foi projetado com uma abordagem semi-empírica. O projetista concebeu o esquema de colunas de *jet grouting* com base na sua experiência em escavações profundas.

Os resultados indicam que os deslocamentos máximos da parede foram menores que 5,3 cm (0,2% da profundidade da escavação). A partir dos resultados da monitorização, o reforço do maciço com colunas de *jet grouting* foi muito eficaz em reduzir os deslocamentos da parede moldada.

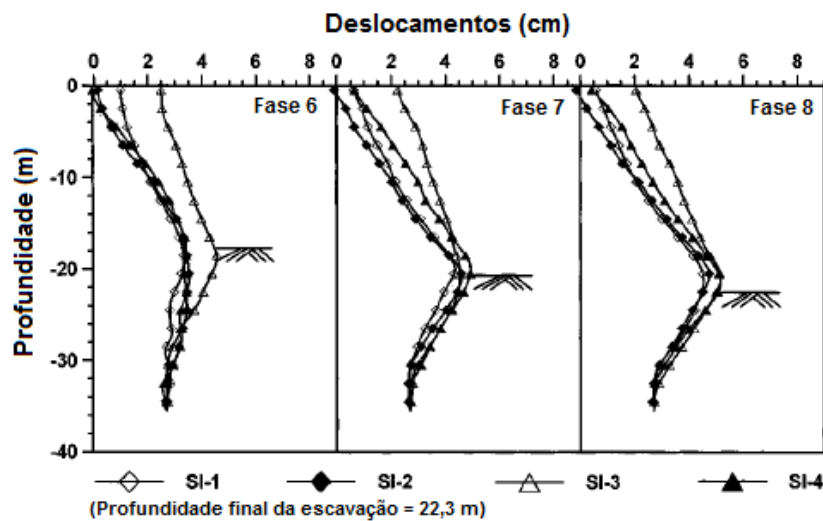


Figura 2.35 - Deslocamentos horizontais medidos na escavação (Hsieh *et al.*, 2003).

O próximo caso desafiou a Engenharia Portuguesa a um nível de estudos e projetos de como criar estruturas de contenção com um excelente desempenho. Matos Fernandes e Almeida e Sousa (2003) e Matos Fernandes *et al* (2007) descrevem as soluções para as estações Cais do Sodré, Terreiro do Paço e Santa Apolónia, tendo como base a aplicação da técnica de *jet grouting*. Nesta secção apenas será abordada a estação Cais do Sodré.

A solução consiste na introdução de “lajes” de *jet grouting* para garantir o travamento das paredes de contenção, previamente à execução da escavação, e imediatamente abaixo da base desta. O travamento é assegurado por uma massa de terreno tratado abrangendo em planta todo o interior da escavação. Daí a designação de “laje” para o volume tratado. Um corte transversal da solução é apresentado na Figura 2.36.

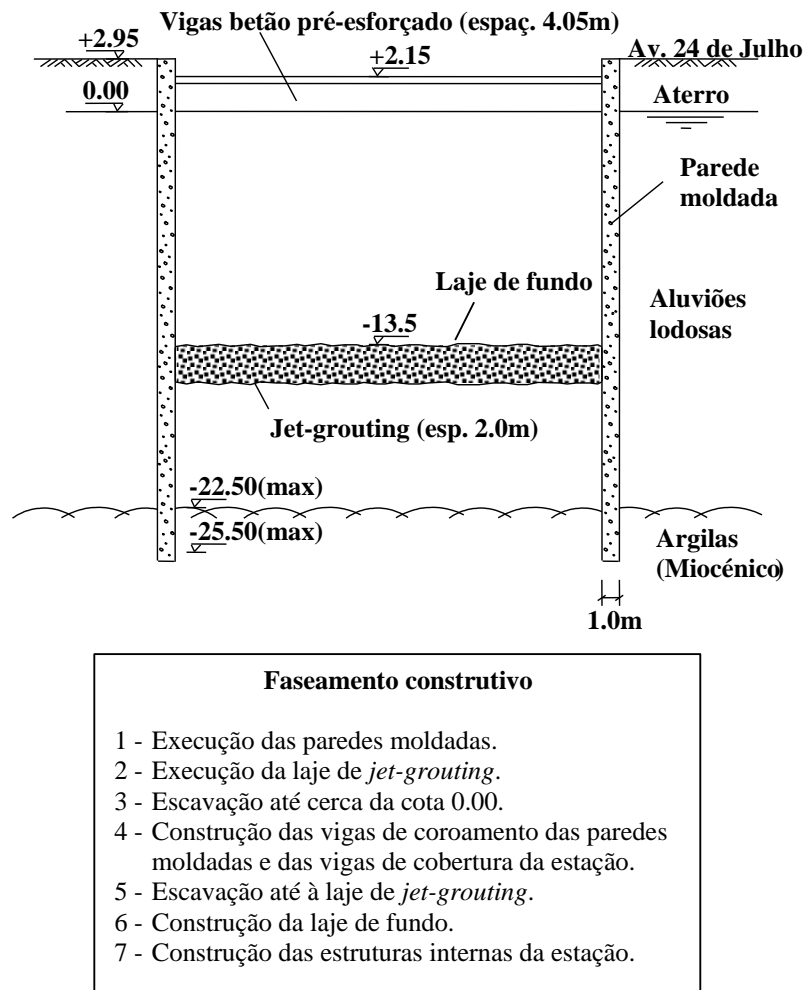


Figura 2.36 - Corte transversal e faseamento construtivo da estação Cais do Sodré (Matos Fernandes & Almeida e Sousa, 2003).

Como se pode observar, a “laje” de *jet grouting* apresenta 2,0 m de espessura e sobre ela foi betonada a laje de fundo. O material reforçado resultante assume valores médios dos parâmetros mecânicos da seguinte ordem de grandeza: 4 MPa para a resistência à compressão uniaxial e 1 GPa para o módulo de Young.

Através deste sistema foi possível alcançar deslocamentos horizontais da cortina muito reduzidos, na ordem de 0,1% da profundidade escavada. Estes resultados devem-se sobretudo ao efeito benéfico proporcionado pela “laje” de *jet grouting* a todo o sistema de contenção, à elevada rigidez da parede moldada e à grande rigidez axial das vigas pré-esforçadas que servem de suporte à cobertura.

Matos Fernandes e Almeida e Sousa (2003) procederam à simulação da obra usando um modelo de cálculo baseado no método dos elementos finitos. As análises foram realizadas em estado plano de deformação, o maciço e a respetiva interface foram simulados em tensões totais com comportamento elástico-perfeitamente plástico. Os elementos estruturais e a “laje” de *jet grouting* foram modelados com comportamento elástico linear. As análises efetuadas dizem respeito à fase 3, 4 e 5 admitindo desta forma que a execução das paredes moldadas e o tratamento do solo não alteram o estado de tensão de repouso do maciço.

A Figura 2.37 mostra a comparação dos resultados obtidos para a solução construída e para uma variante com escoras metálicas. Pode observar-se que a solução construída apresenta vantagens no que diz respeito aos deslocamentos, devido sobretudo ao travamento com *jet grouting* ser realizado antes da escavação.

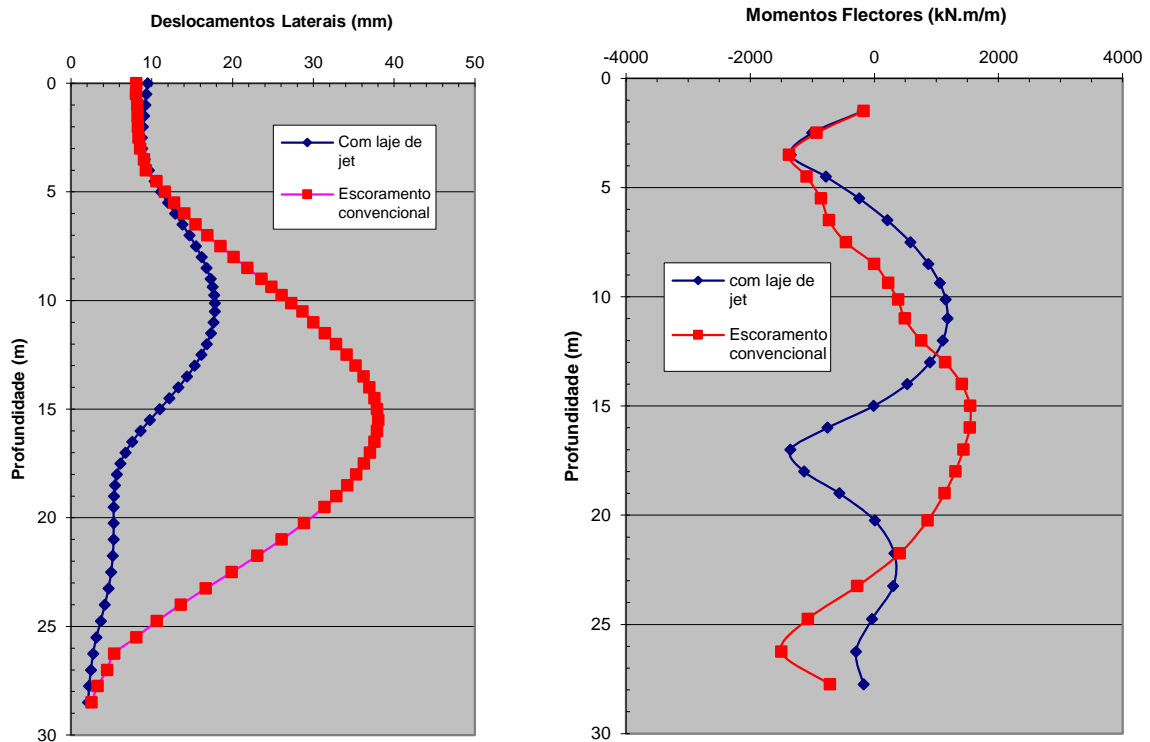


Figura 2.37 - Deslocamentos laterais da parede e momentos flectores no fim da escavação para a solução construída e para variante com escoramento convencional (Matos Fernandes & Almeida e Sousa, 2003).

2.6.4. UTILIZANDO A TÉCNICA DE PAREDES MOLDADAS

Um caso notável da construção em solos moles constitui a solução usada no túnel Studenterlundem no centro de Oslo. O túnel duplo para metropolitano e comboio foi escavado em argilas sensíveis a profundidades entre 35 e 40 m. Devido à grande distância entre a base da escavação e um leito de rocha firme, a solução adotada não envolveu o prolongamento da cortina até ao firme.

Duas paredes moldadas de betão armado longitudinais com 20 m de altura foram travadas por paredes transversais abaixo da laje de fundo do túnel, como se pode ver na Figura 2.38. As paredes transversais foram construídas também pela técnica das paredes moldadas no terreno.

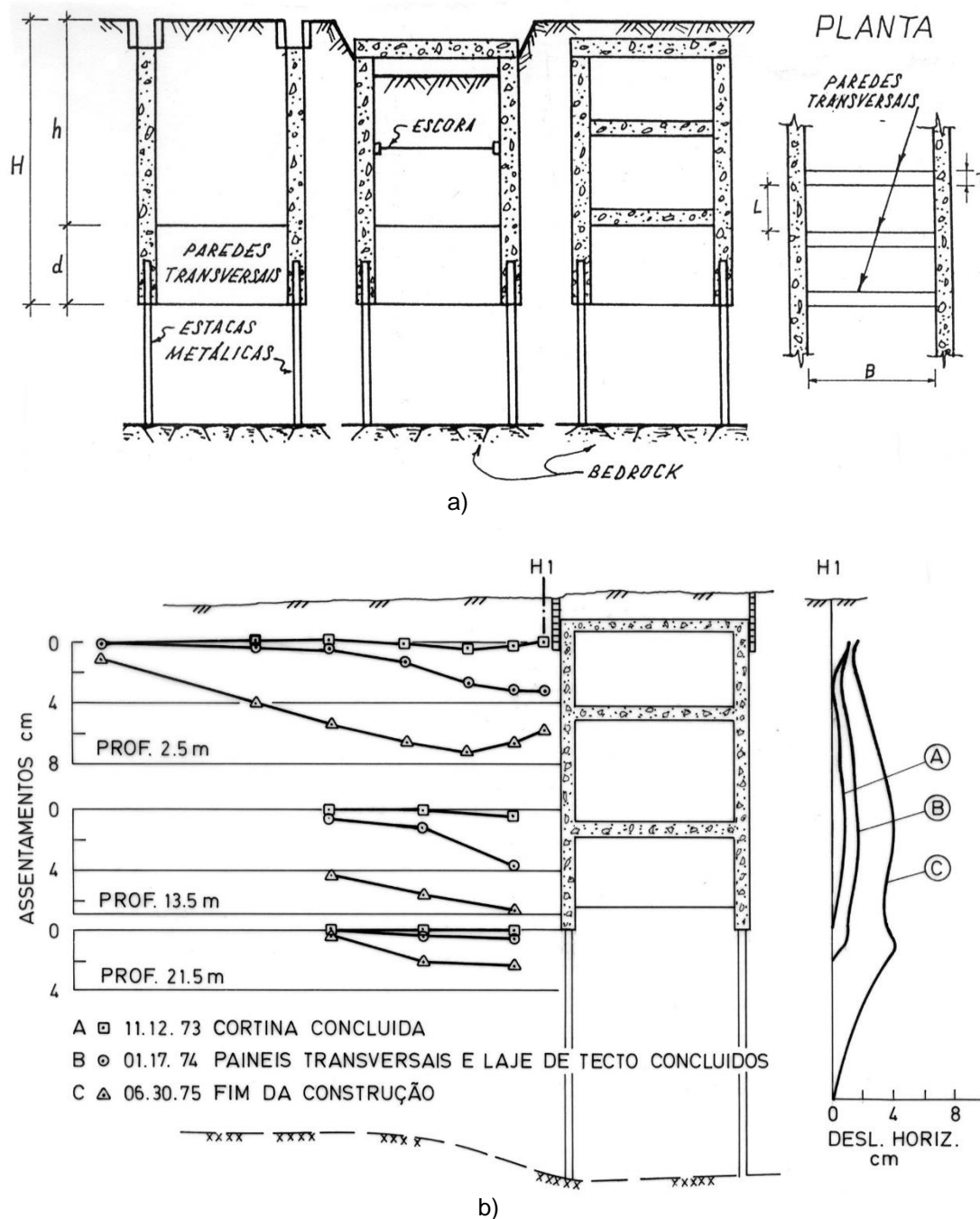


Figura 2.38 - Túnel ferroviário Studenterlunden em Oslo: a) solução adotada; b) deslocamentos observados (Eide *et al*, 1972).

Estas paredes transversais ofereceram condições de travamento muito favoráveis às cortinas longitudinais durante a escavação pois compartimentam o solo subjacente à escavação em blocos limitados nos quatro lados por paredes de betão, assegurando assim a estabilidade do fundo. Desta forma, os deslocamentos observados assumiram valores máximos na ordem de 0,5% da profundidade de escavação. Para as condições extremamente desfavoráveis da escavação, os deslocamentos são bastante inferiores ao que seria inicialmente previsível com soluções tradicionais.

Esta solução, cuja aplicação se tem limitado aos países escandinavos, apresenta dificuldades relacionadas com a incompleta remoção do solo mole nas ligações entre paredes transversais e longitudinais (Karlsrud & Andresen, 2007).

Na sequência da apresentação de um caso onde foram usadas paredes moldadas transversais à escavação, será exposta uma análise por elementos finitos realizada por Merrit *et al.*(2010), para investigar os efeitos de paredes transversais nos movimentos da parede moldada e do solo circundante. A escavação foi modelada sem paredes transversais e com paredes transversais onde que se variou a rigidez axial para representar propriedades e métodos de construção diferentes. As condições adotadas para o solo foram maioritariamente argilas compatíveis com aquelas encontradas no centro de Londres.

A escavação modelada tinha um comprimento de 50 m, largura de 22 m e a profundidade final da escavação alcançou os 40,7 m. Estas dimensões são representativas da geometria de escavações para estações de metro existentes e estações de metro planeadas em Londres. A parede moldada foi analisada com 1,2 m de espessura com uma profundidade 6 m abaixo da profundidade final da escavação. As paredes transversais foram modeladas perpendicularmente à parede moldada ao longo do comprimento da escavação e espaçadas 10 m, atingindo o nível final da escavação. As paredes transversais não se prolongaram abaixo do nível final da escavação para retratar a mínima contribuição que pode ser obtida do uso desta técnica de reforço. A escavação foi planeada com nove fases e sete níveis de escoras.

A rigidez axial das paredes transversais ($E_{h,cw}$) foi modificada relativamente à parede moldada ($E_{h,dw}$) para investigar a influência de diferentes qualidades e resistências do betão usado na construção. A rigidez das paredes transversais variou de forma a representar a resistência total do betão ($E_{h,cw}/E_{h,dw} = 100\%$) e um betão pobre ($E_{h,cw}/E_{h,dw} = 9\%$). Esta última pode representar uma mistura solo-cimento, por exemplo. Os deslocamentos horizontais resultantes da modelação podem ser observados na Figura 2.39.

Estes resultados mostram que as paredes transversais são um meio eficaz para reduzir os deslocamentos e consequentemente os movimentos do solo em volta da escavação. É também importante referir que as paredes transversais com baixa rigidez axial são eficazes em reduzir os deslocamentos da parede moldada acima e abaixo da base da escavação. Maiores reduções de deslocamentos são alcançadas com uma maior rigidez da parede transversal mas as vantagens são reduzidas.

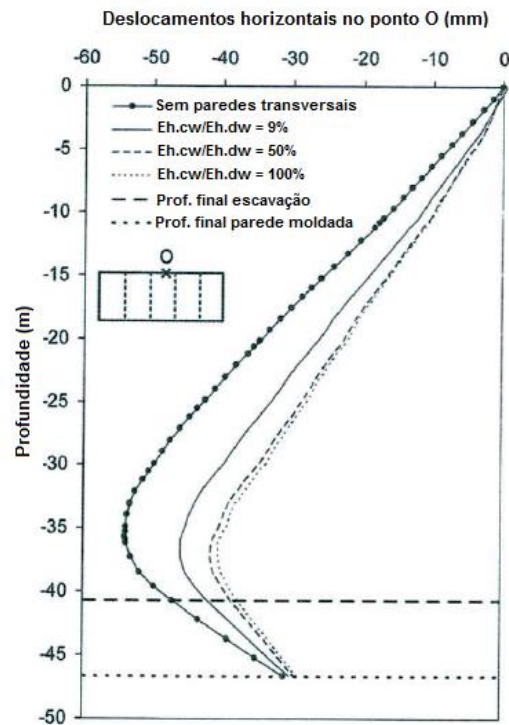


Figura 2.39 - Deslocamentos horizontais da parede moldada com variação da rigidez da parede moldada (Merrit, *et al.*, 2010).

2.6.5. UTILIZANDO A TÉCNICA DE CUTTER SOIL MIXING

A crítica comum às soluções acima apresentadas é que elas implicam a realização de operações em profundidade de elementos de importância crucial para o desempenho do suporte, em condições de controlo de execução muito difíceis. Para escavações muito profundas, e como mostra a Figura 2.40, uma solução de reforço conveniente, em alternativa às anteriores, poderia consistir na execução do travamento transversal das paredes periféricas, do topo à base, com um dado intervalo na direção longitudinal, por meio de painéis tipo CSM.

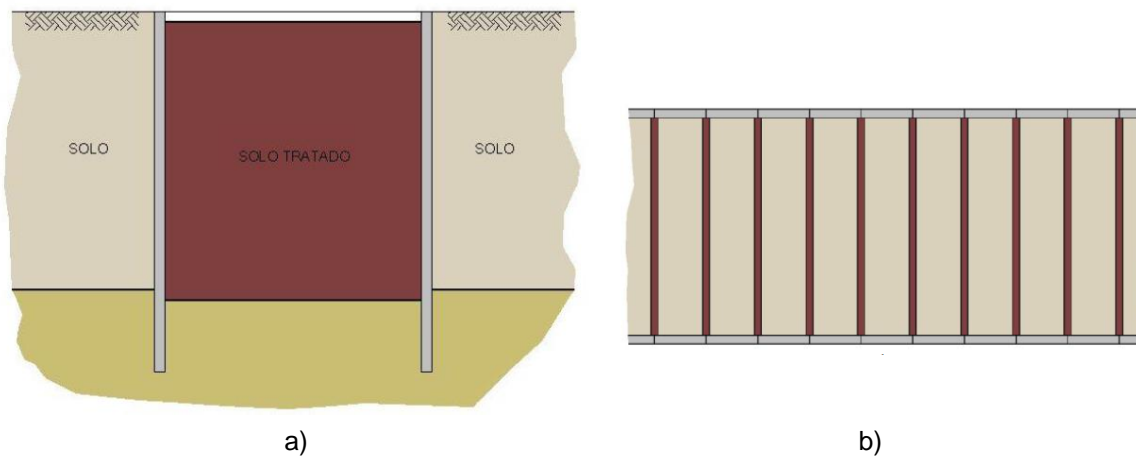


Figura 2.40 - Travamento transversal até ao topo das paredes periféricas com painéis CSM: a) corte transversal à escavação; b) planta (Matos Fernandes, *et al.*, 2010).

A experiência disponível permite afirmar que esta técnica preenche requisitos muito relevantes neste contexto: i) impacto negligenciável no solo circundante associado à execução; ii) material resultante do tratamento do solo fácil de demolir mas, em simultâneo, com baixa deformabilidade (similar à do jet grout); iii) rigor de implantação; iv) boas ligações entre painéis.

A figura 2.41 ilustra uma sequência proposta para a construção de uma parede escorada que suporta uma escavação profunda em solos moles com travamento transversal através de CSM. As zonas tratadas com CSM são escavadas juntamente com o solo nas diferentes fases, pré-esforçando também as escoras.

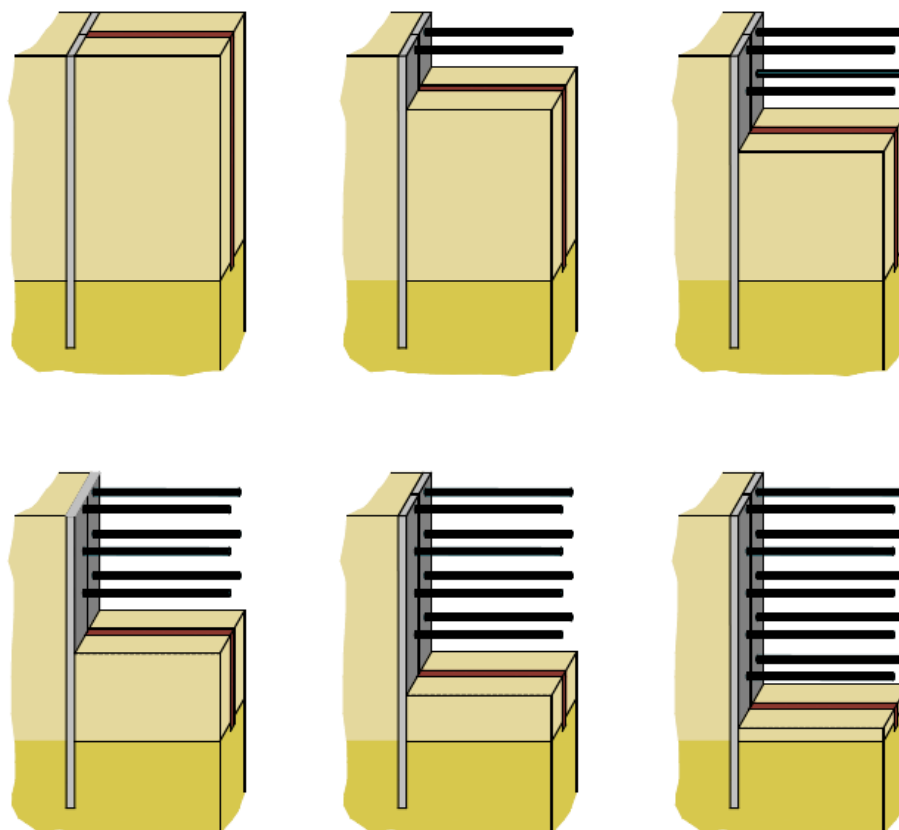
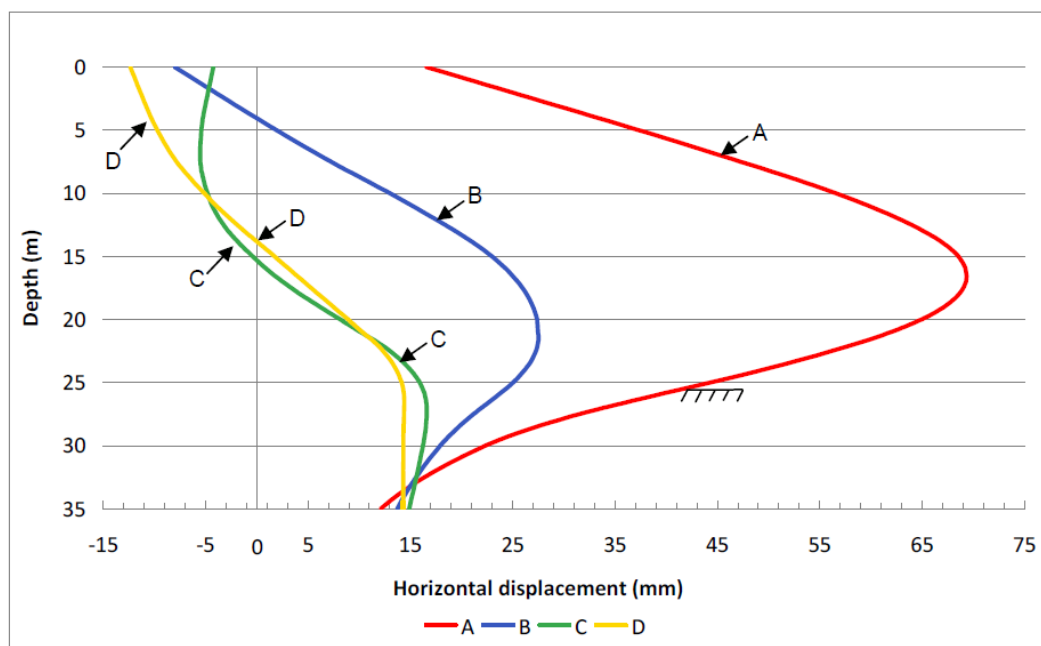


Figura 2.41 - Sequência simplificada de construção com painéis transversais de CSM e escoras pré-esforçadas (Matos Fernandes, 2010).

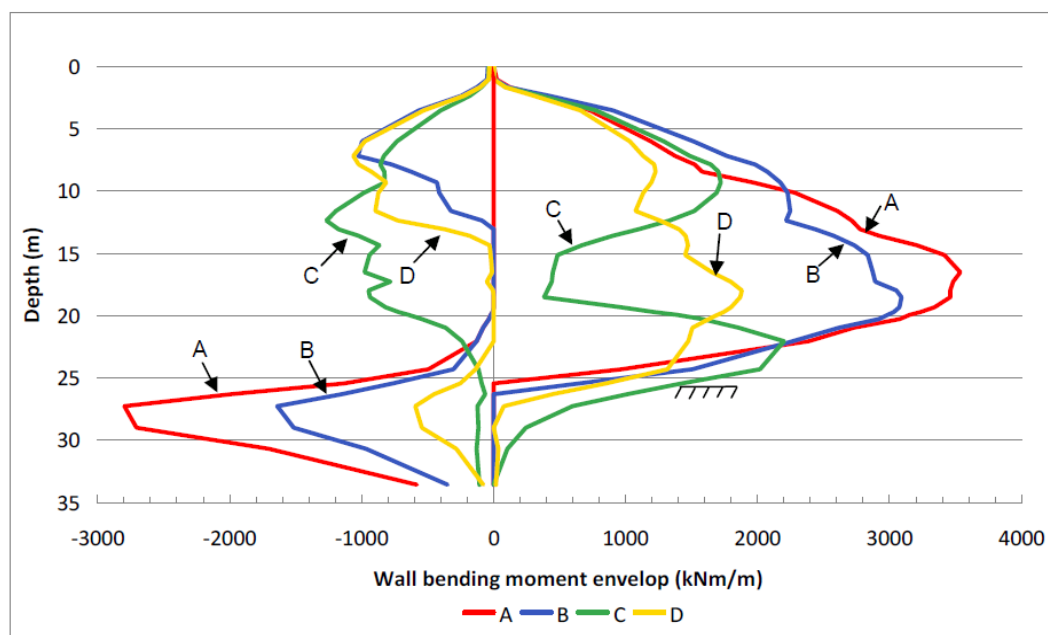
De modo a obter uma avaliação do sistema de travamento com painéis de CSM acima descrito, foram realizados estudos numéricos preliminares por Matos Fernandes (2010). Utilizaram-se as condições da escavação para a Estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa. Foi admitida uma parede moldada com espessura de 1,20 m, que corresponde à rigidez da cortina de estacas, e cinco níveis de escoras com espaçamento horizontal de 3 m com rigidez e pré-esforço equivalentes (por metro linear) à estrutura real.

A Figura 2.42 representa os deslocamentos laterais da cortina e as envolventes de momentos fletores de quatro análises, na secção a meia distância entre painéis transversais. A análise A corresponde a 5 níveis de escoras não pré-esforçadas e a análise B a 5 níveis de escoras pré-esforçadas. O caso C diz respeito a 5 níveis de escoras pré-esforçadas complementadas com uma “laje” de *jet grouting* com 3 m de espessura realizada antes da escavação. O caso D corresponde a 5 níveis de escoras pré-esforçadas e

painéis de CSM com 0,8 m de espessura, espaçados 6 m e realizados antes da escavação até 30 m de profundidade.



a)



b)

Figura 2.42 - Comparação de resultados da análise por elementos finitos: a) deslocamentos laterais da parede no fim da escavação; b) envelopes dos momentos fletores na parede (Matos Fernandes, 2010).

É interessante observar que, apesar da grande diferença em termos estruturais fornecida pelos dois tipos de tratamento – uma “laje” horizontal na análise com a técnica de *jet grouting* e um “contraforte” vertical na análise CSM – os deslocamentos são praticamente coincidentes. A sua grandeza é extremamente pequena, inferior a 0,1% da profundidade da escavação.

Escavações Profundas em Solos Moles.

Reforço do Maciço pela Técnica de Cutter Soil Mixing.

3

ESTUDO COMPARATIVO DE TÉCNICAS DE REFORÇO DO MACIÇO

3.1. PREÂMBULO

No presente capítulo apresentam-se um estudo comparativo entre a técnica de *jet grouting* e CSM como técnicas de reforço do maciço a escavar. Tem-se por objetivo determinar as vantagens de uma técnica em detrimento da outra, bem como atestar qual delas a melhor para a minimização de deslocamentos. As análises efetuadas foram realizadas pelo método dos elementos finitos, recorrendo ao programa de cálculo PLAXIS® 3D. Este programa de cálculo é utilizado em projetos de engenharia geotécnica para a análise de tensões e deformações. As análises que se apresentam foram efetuadas com o objetivo de compreender o funcionamento das estruturas envolvidas e a interação destas com os solos nas várias fases de execução da obra, incidindo na análise de técnicas de reforço do maciço. É de salientar que a obtenção de resultados fiáveis pelo método dos elementos finitos só é possível utilizando um modelo de cálculo que reproduza satisfatoriamente as condições do problema e efetuando uma definição cuidada dos parâmetros a inserir no programa.

3.2. ESTUDO COMPARATIVO JET GROUTING VS CSM

Devido à natureza desfavorável dos solos argilosos moles, medidas de reforço são necessárias para assegurar a estabilidade da escavação. Nesta secção serão estudados dois tipos de técnicas de reforço: *jet grouting* e CSM. As duas técnicas vão ser simuladas numa escavação multiescorada (Terreiro do Paço) e monoescorada (Cais do Sodré), tecendo-se considerações acerca dos resultados obtidos.

3.2.1. PRINCIPAIS DIFERENÇAS: JET VS CSM

Para controlo dos movimentos e dos esforços estruturais nas escavações profundas em solos moles, são conhecidas algumas medidas de reforço-tratamento do terreno. No que respeita ao *jet grouting*, dificuldades na chamada “purga” podem implicar aumentos de volume do terreno, induzindo deslocamentos da parede para o exterior por vezes muito grandes. Implica, assim, operações em profundidade realizadas a partir da superfície e em condições de controlo de execução muito difíceis. Na Figura 3.1 apresenta-se um esquema de uma escavação com o reforço do maciço que usa a solução de “laje” de *jet grouting*.

Uma alternativa à solução anterior consiste na execução do travamento transversal das paredes periféricas, do topo à base, com um dado espaçamento na direção longitudinal através de painéis de CSM. Ao contrário do *jet grouting*, o impacto no terreno é negligenciável, os painéis são fáceis de

demolir e permite um rigor na implantação mais elevado. Do ponto de vista de Engenharia, é conveniente instalar as zonas tratadas coincidindo com as juntas dos painéis que formam a parede periférica, ou seja, instalar o reforço nas zonas de descontinuidade da parede. O sistema de “laje” de jet grouting corresponde assim a um apoio contínuo e o sistema de painéis de CSM a um apoio discreto. Na Figura 3.2 está representado um esquema onde são utilizados painéis de CSM para controlo dos movimentos da escavação.

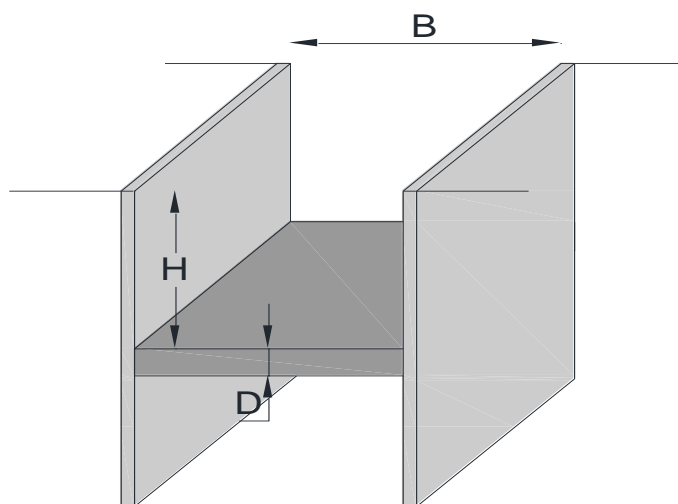


Figura 3.1 - Escavação com solução de "laje" de *jet grouting*.

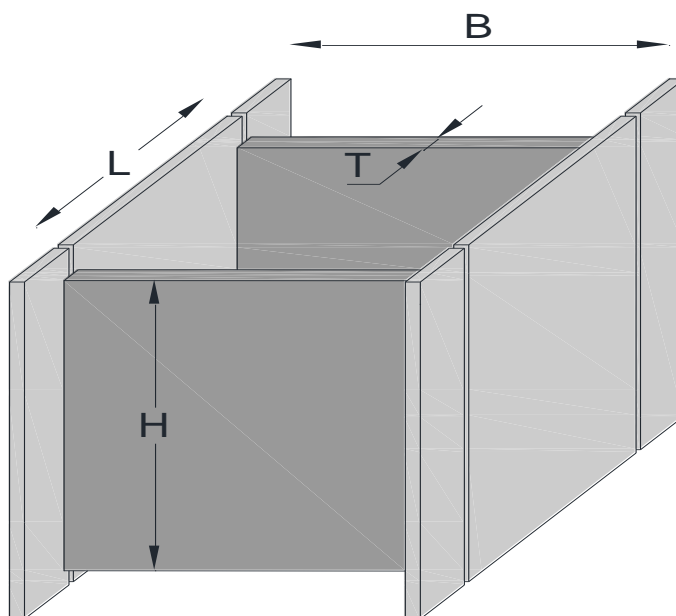


Figura 3.2 - Escavação com a solução de painéis longitudinais de CSM.

Para estes casos, a rigidez axial e a percentagem de tratamento podem ter valores muito similares. Os custos por volume de solo tratado com as duas técnicas podem variar de maneira significativa devido a inúmeros fatores, não sendo por isso comparados nesta dissertação.

3.2.2. SOLUÇÃO MULTIESCORADA – TERREIRO DO PAÇO

A estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa foi construída numa zona reclamada ao rio Tejo, junto a edifícios históricos, como mostra a Figura 3.3. A construção principal ocorreu entre 2002 e 2004 (Brito & Matos Fernandes, 2006).

A construção da estação consistiu numa escavação com 25,5 m de profundidade, ligada a um túnel já existente. O nível freático é muito próximo da superfície e varia de acordo com as marés. Um corte transversal da escavação está representado na Figura 3.4.

A parede de contenção da escavação é composta por estacas moldadas secantes com 1,5 m de diâmetro de betão armado com a penetração de 8 m no substrato. Optou-se por uma cortina de estacas moldadas em vez do método convencional, uma parede moldada, devido à intersecção de obstáculos de grandes dimensões que se esperavam encontrar. Após a construção da cortina de estacas procedeu-se a um tratamento do solo que consistiu na realização de uma “laje” de *jet grouting* com uma espessura de 3 m entre as paredes de contenção longitudinais e o túnel, previamente preenchido com betão leve.

Foram utilizados cinco níveis de escoras com valores de pré-esforço elevados correspondentes a 93% da resultante das tensões efetivas horizontais em repouso mais as pressões hidroestáticas.



Figura 3.3 - Vista em perspetiva do local da estação de Metro do Terreiro do Paço em Lisboa (Matos Fernandes, 2010).

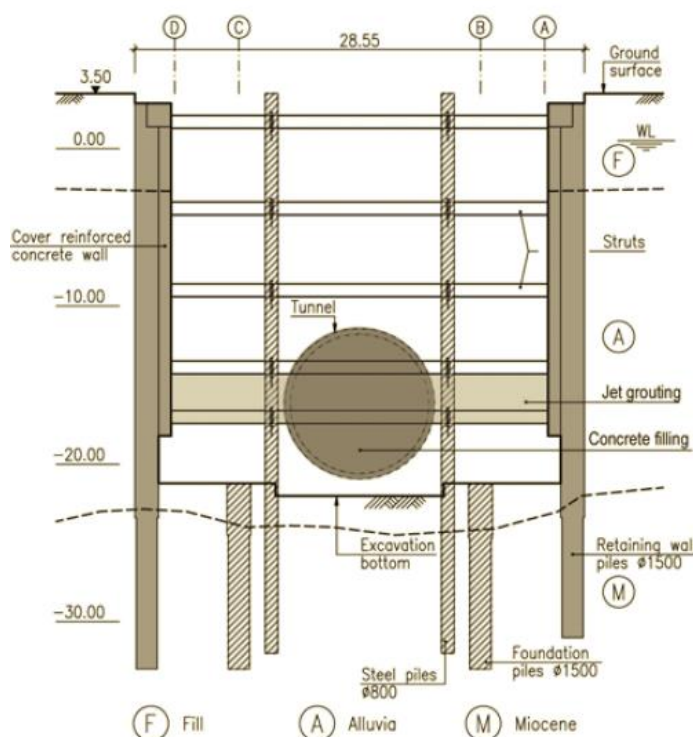


Figura 3.4 - Corte transversal da escavação e da estrutura de retenção. (Matos Fernandes, 2010)

A escavação da estação do Terreiro do Paço foi escolhida para a realização de vários estudos numéricos no âmbito desta dissertação, pretendendo-se replicar os cálculos efetuados por Matos Fernandes (2010) abordados no capítulo 2.6.5, onde se pretendeu obter uma avaliação do sistema de travamento com painéis de CSM. Para obter uma avaliação da eficácia do sistema descrito, as condições geométricas e geotécnicas da estação do Terreiro do Paço foram modeladas de acordo com a Figura 3.4. Foi admitida uma parede moldada de 1,2 m de espessura, que corresponde à rigidez por flexão da parede de estacas moldadas utilizada. Os cinco níveis de escoras foram admitidos com um espaçamento horizontal médio de 3 m e com rigidez axial teórica e pré-esforço (por metro linear) igual à estrutura real. A Tabela 3.1 resume as análises efetuadas por elementos finitos por Matos Fernandes (2010), que serviram de base para as análises realizadas nesta secção.

As análises Tradicional, Tradicional + pré-esforço, Jet + pré-esforço e CSM + pré-esforço correspondem, respetivamente, às análises A, B, C e D apresentadas em 2.6.5.

Na Figura 3.5 está representado um corte transversal da escavação usado como modelo de cálculo no método de elementos finitos. Tirando partido da simetria do problema, o sistema analisado corresponde a metade da fatia representada na Figura 2.41, ilustrando-se também, em plano horizontal na Figura 3.6, a fatia modelada tridimensionalmente. O espaçamento médio das escoras é de 3 m, existindo zonas com espaçamento de 2,5 m e 3,5 m. As condições de simetria foram aplicadas atendendo aos diferentes espaçamentos utilizados.

Foi admitido um comportamento elástico-perfeitamente plástico para o maciço através do critério de rotura de Tresca. Aos elementos de junta, representativos da interface entre a parede moldada e o maciço terroso, foi atribuído um comportamento do mesmo tipo de solo. No programa, o valor adotado para o R_{inter} foi de 2/3, este valor significa a redução das características resistentes dos elementos junta.

Tabela 3.1 - Síntese das análises efetuadas.

Análise	Condições admitidas
Tradicional	5 níveis de escoras não pré-esforçadas (1) (2)
Tradicional + pré-esforço	5 níveis de escoras pré-esforçadas (1) (3)
Jet + pré-esforço	5 níveis de escoras pré-esforçadas + "laje" de <i>jet grouting</i> com 3 m de espessura, desde a profundidade de 17,5 m até 20,5 m, executada previamente à escavação (1) (3) (4)
CSM + pré-esforço	5 níveis de escoras pré-esforçadas + painéis de CSM com 0,8 m de espessura, espaçados 6 m, desde a superfície até 30 m de profundidade, executados previamente à escavação (1) (3) (5)

Notas:

- 1- Área da secção transversal das escoras: 1º Nível: 233 cm²; 2º Nível: 306 cm²; 3º Nível: 335 cm²; 4º Nível: 479 cm²; 5º Nível: 306 cm²;
- 2- Rigidez das escoras = 0,5 x Rigidez teórica das escoras;
- 3- Rigidez das escoras = 0,8 x Rigidez teórica das escoras;
Pré-esforço: 1º Nível=900 kN; 2º a 5º Níveis=3000 kN;
- 4- $E_{\text{jet grouting}} = 0,8 \text{ GPa}$, admitido como linear elástico;
- 5- $E_{\text{CSM}} = 0,8 \text{ GPa}$, admitido como linear elástico.

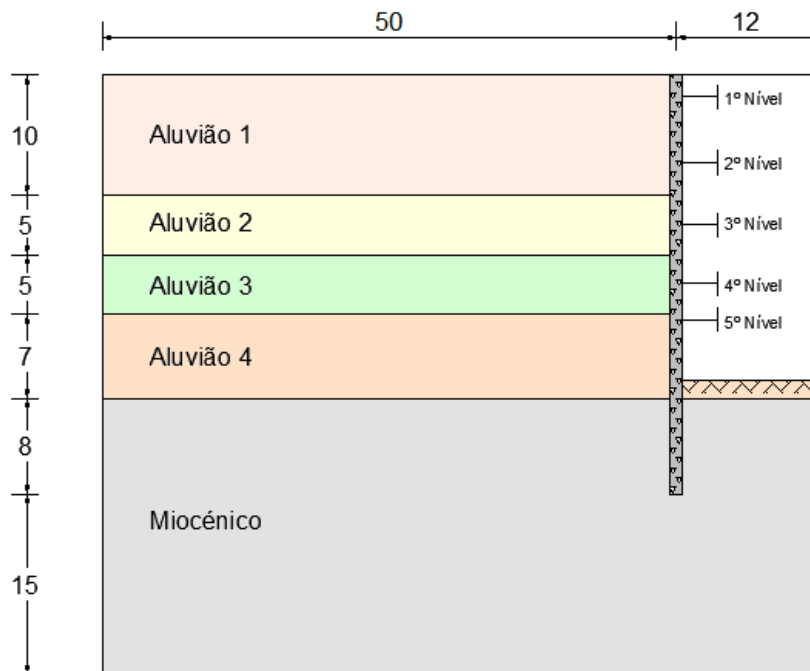


Figura 3.5 - Representação do modelo da escavação.

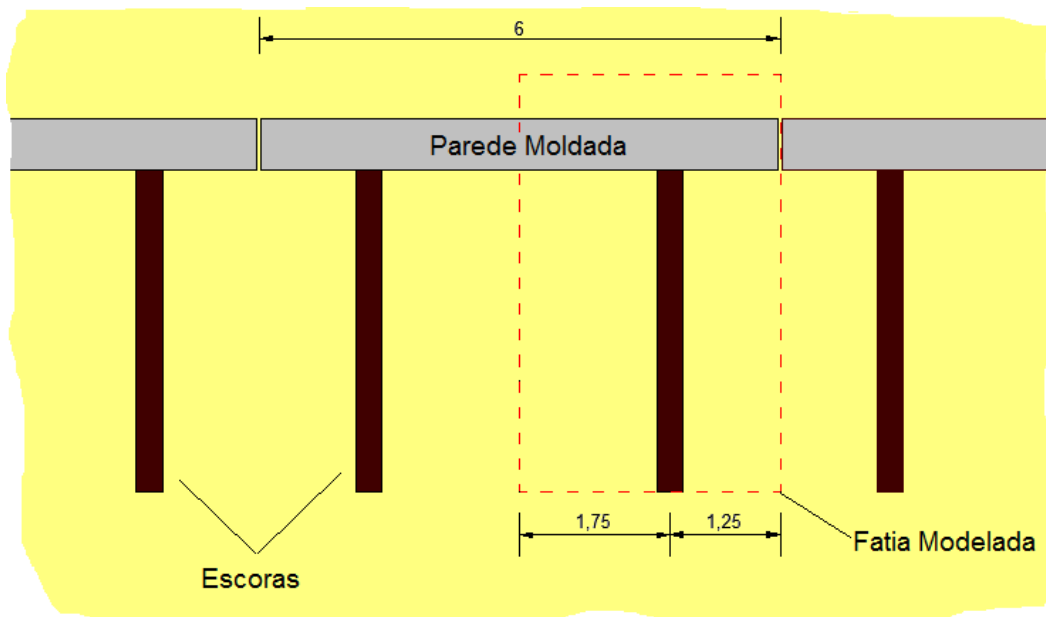


Figura 3.6 - Escavação da estação Terreiro do Paço no plano horizontal e fatia modelada (a tracejado).

Para o caso onde foi estudada a escavação com painéis de CSM, a fatia modelada apresenta as alterações ilustradas na Figura 3.7, assumindo painéis transversais com espessura de 0,80 m e altura de 30 m, correspondendo assim a uma penetração de 3 m no substrato miocénico.

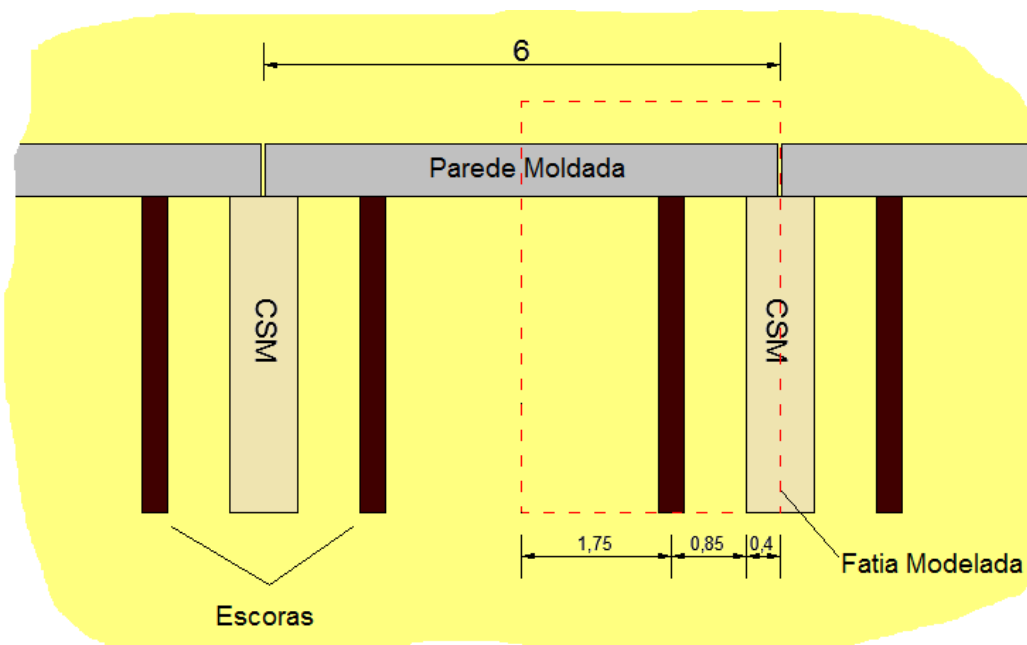
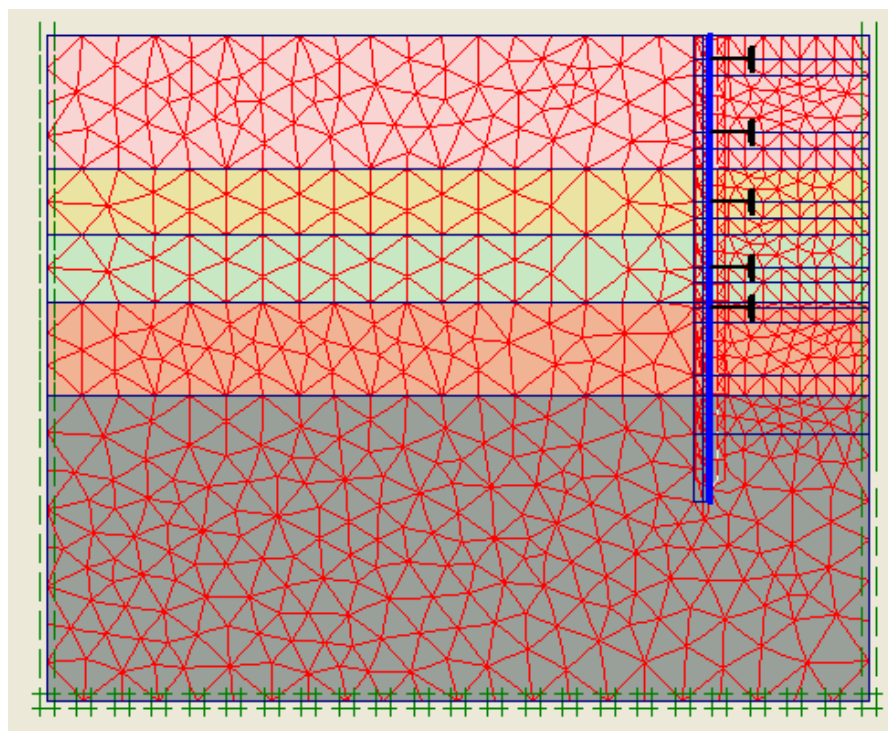
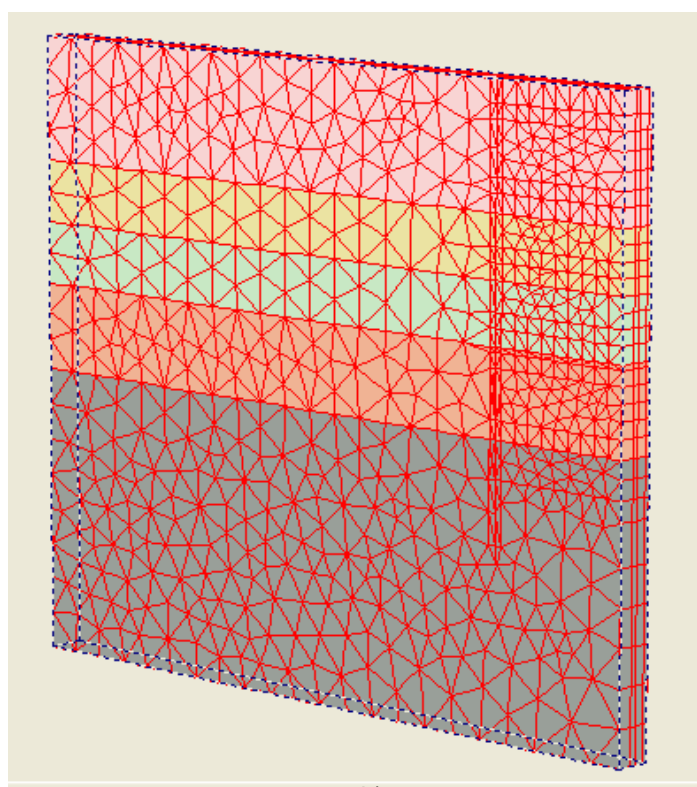


Figura 3.7 - Escavação da estação Terreiro do Paço no plano horizontal com painéis de CSM e fatia modelada (a tracejado).

A malha de elementos finitos utilizada no programa PLAXIS® 3D está representada na Figura 3.8.



a)



b)

Figura 3.8 - Malha de elementos finitos utilizada: a) malha 2D; b) malha 3D.

A Tabela 3.2 resume as características mecânicas admitidas para o maciço.

Tabela 3.2 - Características admitidas para o maciço.

Solo	γ (kN/m ³)	K_0	c_u (kPa)	E_u (MPa)	ν_u
Aluvião 1	18	0,6	30	12	0,49
Aluvião 2		0,6	40	12	
Aluvião 3		0,6	50	20	
Aluvião 4		0,6	60	24	
Miocénico	21,5	1	400	160	

A parede moldada apresenta uma espessura de 1,2 m e um comprimento de 35 m. Deste modo, o pé da parede penetra 8 m no substrato miocénico. O peso volúmico da parede (γ) é de 24 kN/m³ e o coeficiente de Poisson de 0,20. Para a modelação da parede utilizou-se o elemento casca (no PLAXIS® denominado “plate”) atribuindo-lhe um comportamento elástico linear. Os valores da rigidez axial e da rigidez à flexão estão expressos na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Rigidez axial e à flexão da parede moldada.

E (GPa)	EA (MN/m)	EI (MN.m ² /m)
30	36000	4320

Os valores adotados para as escoras encontram-se resumidos na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Valores adotados para as escoras na modelação por elementos finitos.

Nível	Cota (m)	E (GPa)	A (cm ²)
1º	-1,8	210	233
2º	-7,3		306
3º	-12,5		335
4º	-17,4		479
5º	-20,4		306

Na Tabela 3.5 evidencia-se o faseamento construtivo inerente à escavação.

Tabela 3.5 - Fases construtivas adotadas para a modelação numérica do problema.

Fase	Descrição
0	Realização da parede moldada, “laje” de <i>jet grouting</i> ou painéis de CSM
1	Escavação à cota -3 m
2	Colocação 1º nível de escoras
3	Escavação à cota -8,5 m
4	Colocação 2º nível de escoras
5	Escavação à cota -13,7 m
6	Colocação 3º nível de escoras
7	Escavação à cota -18,6 m
8	Colocação 4º nível de escoras
9	Escavação à cota -21,6 m
10	Colocação 5º nível de escoras
11	Escavação à cota -25,5 m

A partir dos cálculos efetuados conseguiram-se obter resultados equivalentes aos representados na Figura 2.42, obtidos por Matos Fernandes (2010). Os deslocamentos horizontais obtidos estão representados na Figura 3.9. A envolvente de momentos fletores está representada na Figura 3.110 e o diagrama de esforço transversal na Figura 3.101. Os assentamentos à superfície ilustram-se na Figura 3.12. De salientar que a percentagem de solo escavado tratado para a solução de “laje” de *jet grouting* é de 13% e de 12% para a solução com painéis de CSM.

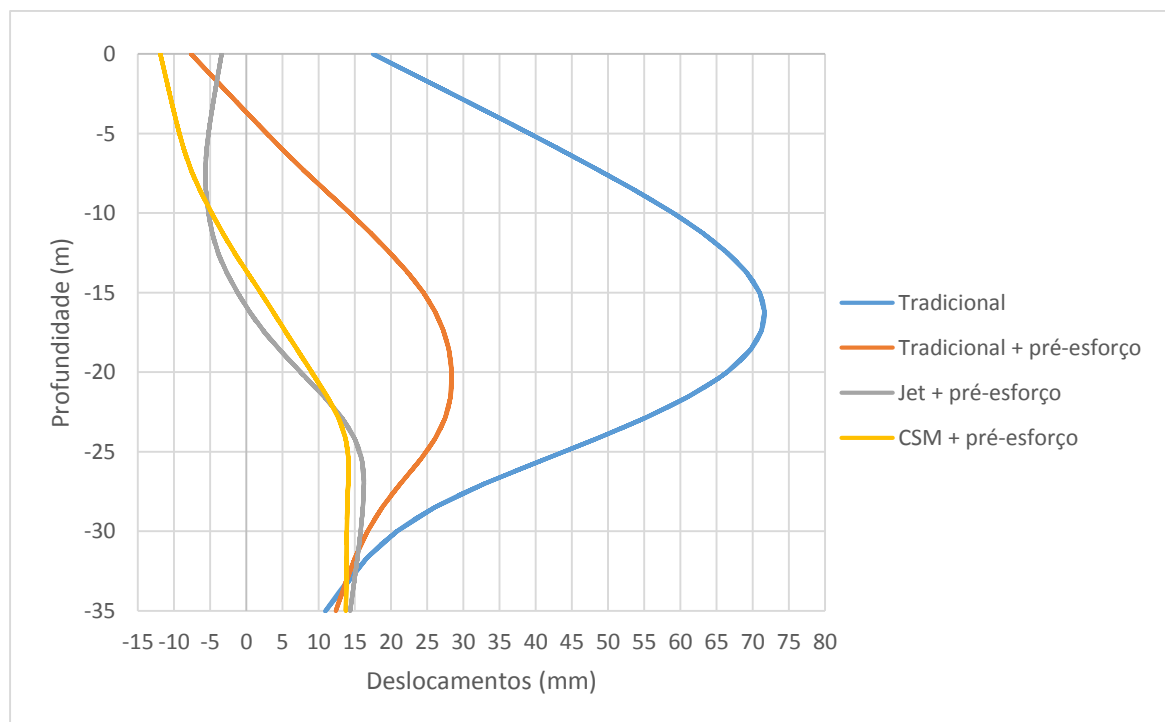


Figura 3.9 - Comparação entre os resultados das análises da Tabela 3.1: deslocamentos da parede no fim da escavação.

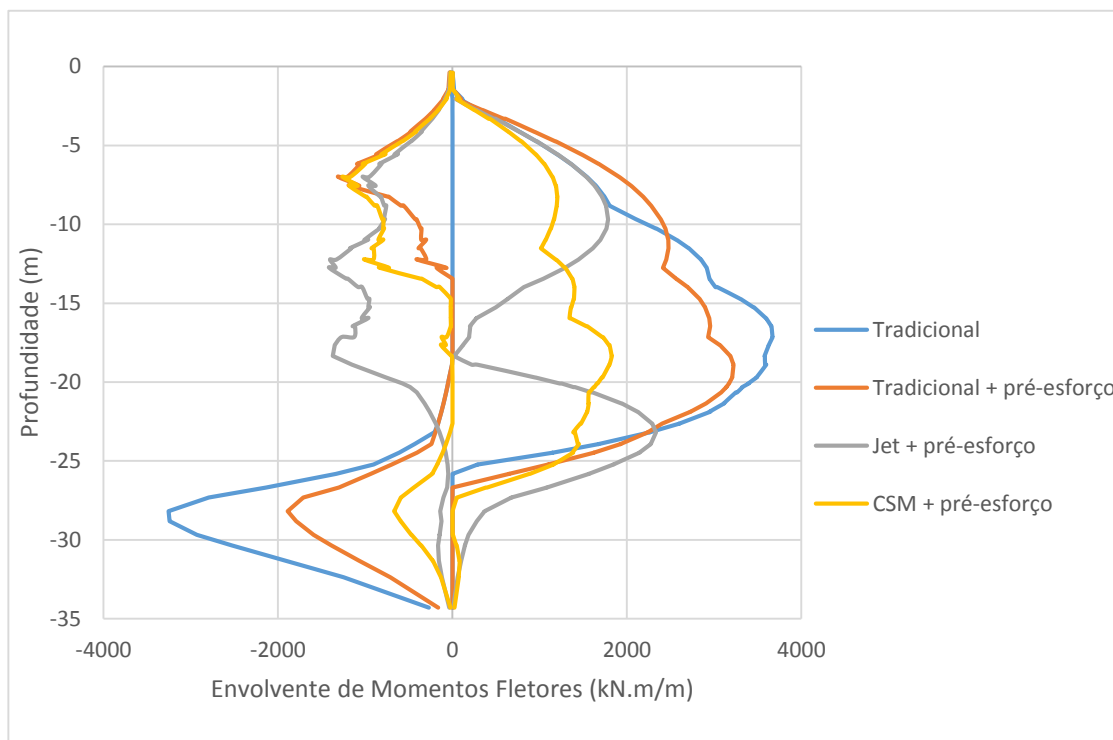


Figura 3.11 - Comparação entre os resultados das análises da Tabela 3.1: envoltória dos momentos fletores na parede.

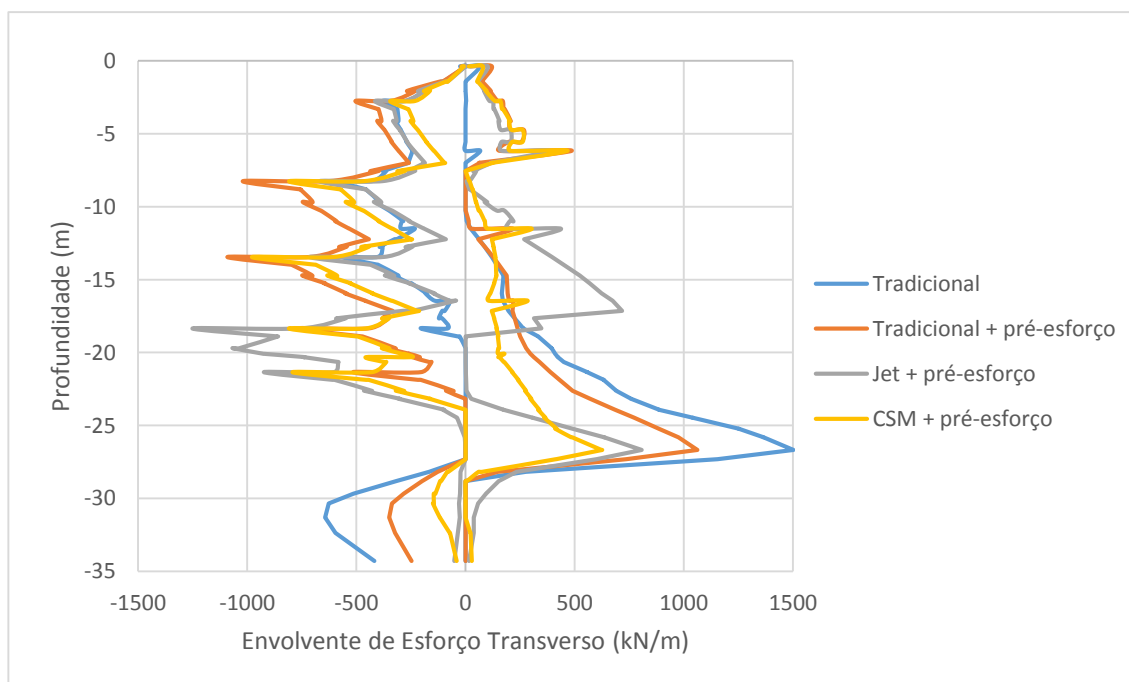


Figura 3.10 - Envoltória de esforço transversal na parede.

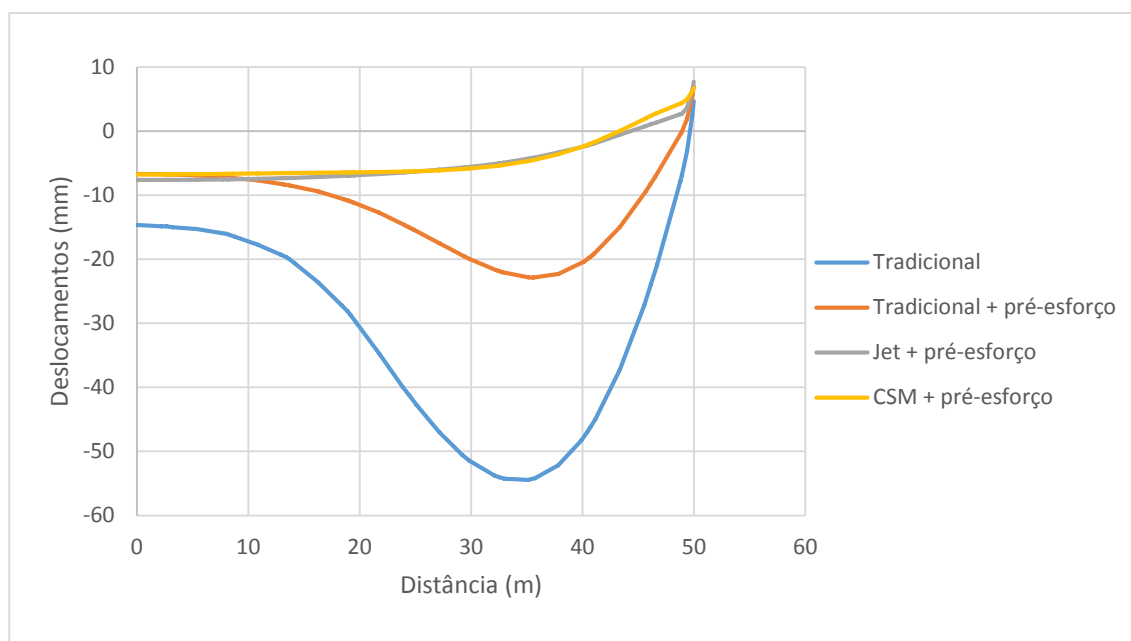


Figura 3.12 - Assentamentos à superfície.

Nas Figuras 3.13 e 3.14 estão representados mapas de cores que correspondem a momentos fletores na parede na direção transversal para a fatia modelada, para a solução com painéis de CSM e a solução com a massa de *jet grouting*, respetivamente.

Conforme esperado, um progresso significativo pode ser observado no controlo de movimentos da análise Tradicional para a análise Tradicional + pré-esforço, devido à aplicação de pré-esforço. O controlo dos movimentos está ainda mais pronunciado na análise Jet + pré-esforço, devido à restrição de deslocamentos provocado pela massa de *jet grouting*. Esta solução induz também uma redução significativa nos momentos da parede e dos assentamentos à superfície, em comparação com a solução Tradicional e Tradicional + pré-esforço. O esforço transversal positivo é reduzido significativamente enquanto que o esforço transversal de valor negativo aumenta no caso Jet + pré-esforço, comparativamente com as soluções Tradicionais. Estes valores elevados no lado negativo do esforço transversal encontram-se à profundidade da “laje” de *jet grouting* e podem ser justificados com a sua presença. Apesar da grande diferença que existe ao nível da restrição estrutural oferecida pelo tratamento do solo, uma “laje” horizontal na análise Jet + pré-esforço e o “suporte” vertical na análise CSM + pré-esforço, os deslocamentos laterais da parede são idênticos. A solução com painéis de CSM, por oferecer um suporte permanente durante as várias fases da escavação, consegue minimizar os deslocamentos no topo da escavação, relativamente à solução com “laje” de *jet grouting*. Devido a esse suporte concretizado pelos painéis de CSM, a diferença de esforços é significativa, assistindo-se a uma redução de momentos fletores positivos e negativos bem como uma redução dos valores de esforço transversal na parede comparativamente com todas as outras soluções. Os assentamentos à superfície são praticamente coincidentes para o caso com a massa de *jet grouting* e os painéis de CSM. Analisando o mapa de momentos fletores representados nas Figuras 3.13 e 3.14 pode-se observar um alívio de momentos negativos nas zonas escoradas da solução com “laje” de *jet grouting* para a solução com painéis de CSM. Por outro lado, com a adição do “suporte” realizado pelos painéis de CSM, surgem momentos fletores negativos na zona dos painéis e momentos fletores positivos na zona escorada, abaixo da base da escavação, situação que não ocorre na solução com a massa de *jet grouting*.

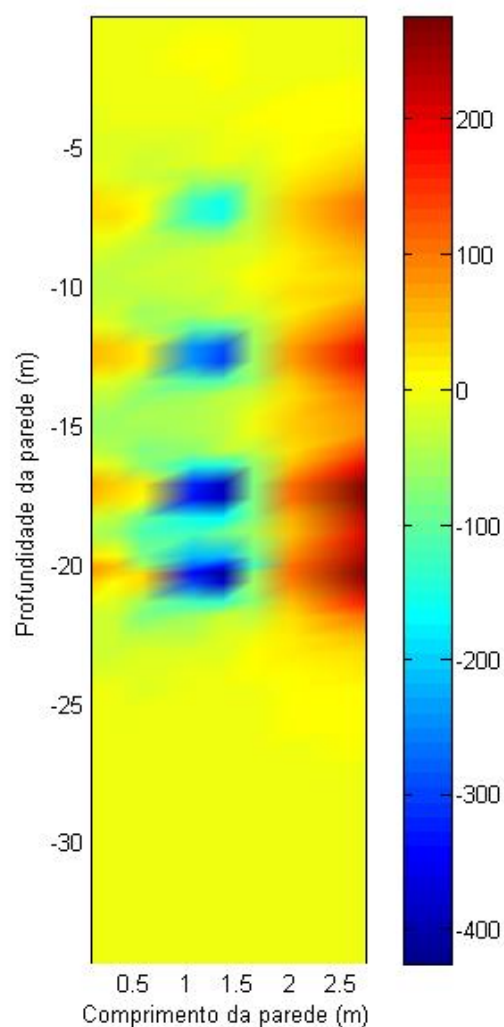


Figura 3.14 - Momentos fletores transversais para a solução com a "laje" de *jet grouting*.

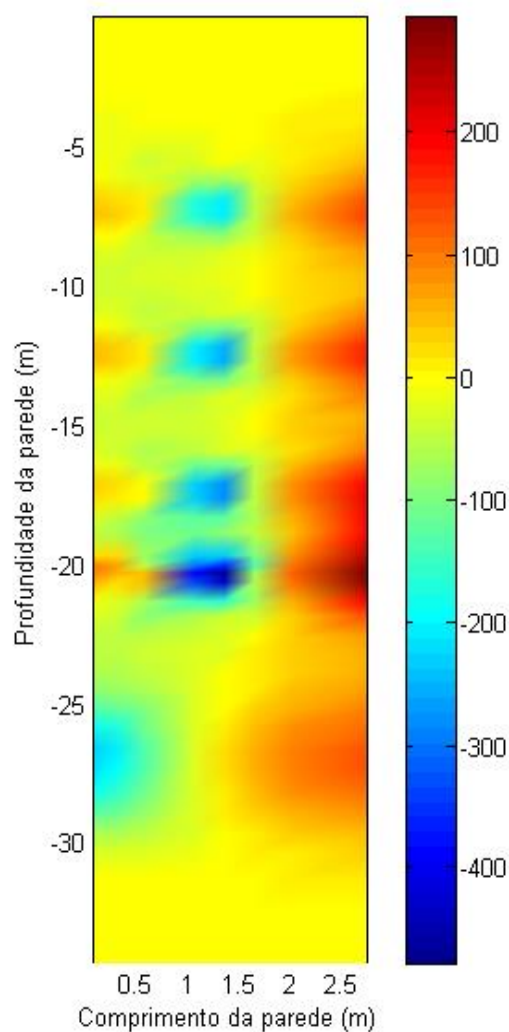
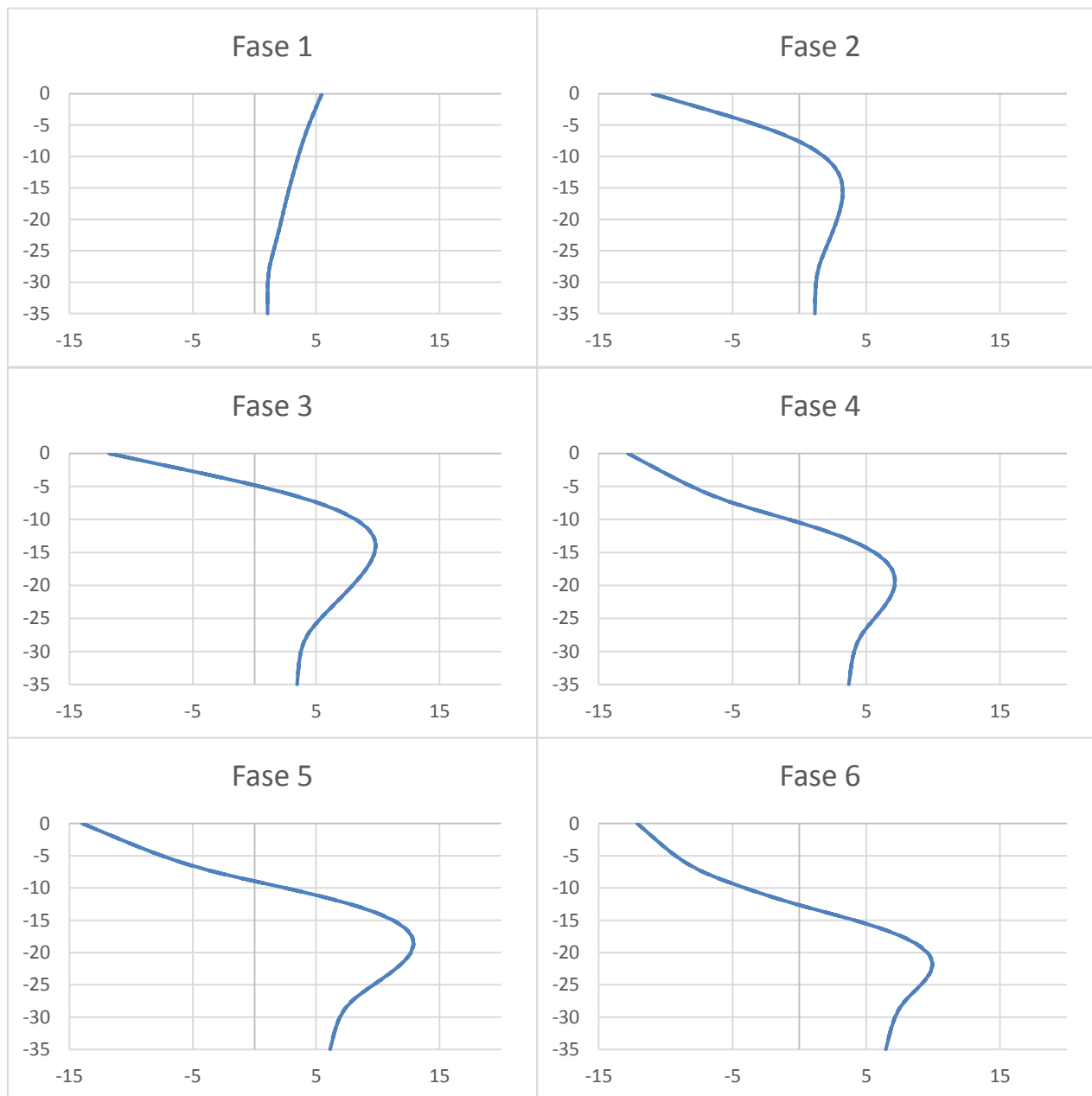


Figura 3.13 - Momentos fletores transversais para a solução com painéis de CSM.

Para melhor compreender a evolução dos deslocamentos laterais da cortina com reforço do maciço através de painéis de CSM, representa-se na Figura 3.15, fase a fase, os deslocamentos obtidos (mm) em profundidade (m) por modelação numérica através do método de elementos finitos.



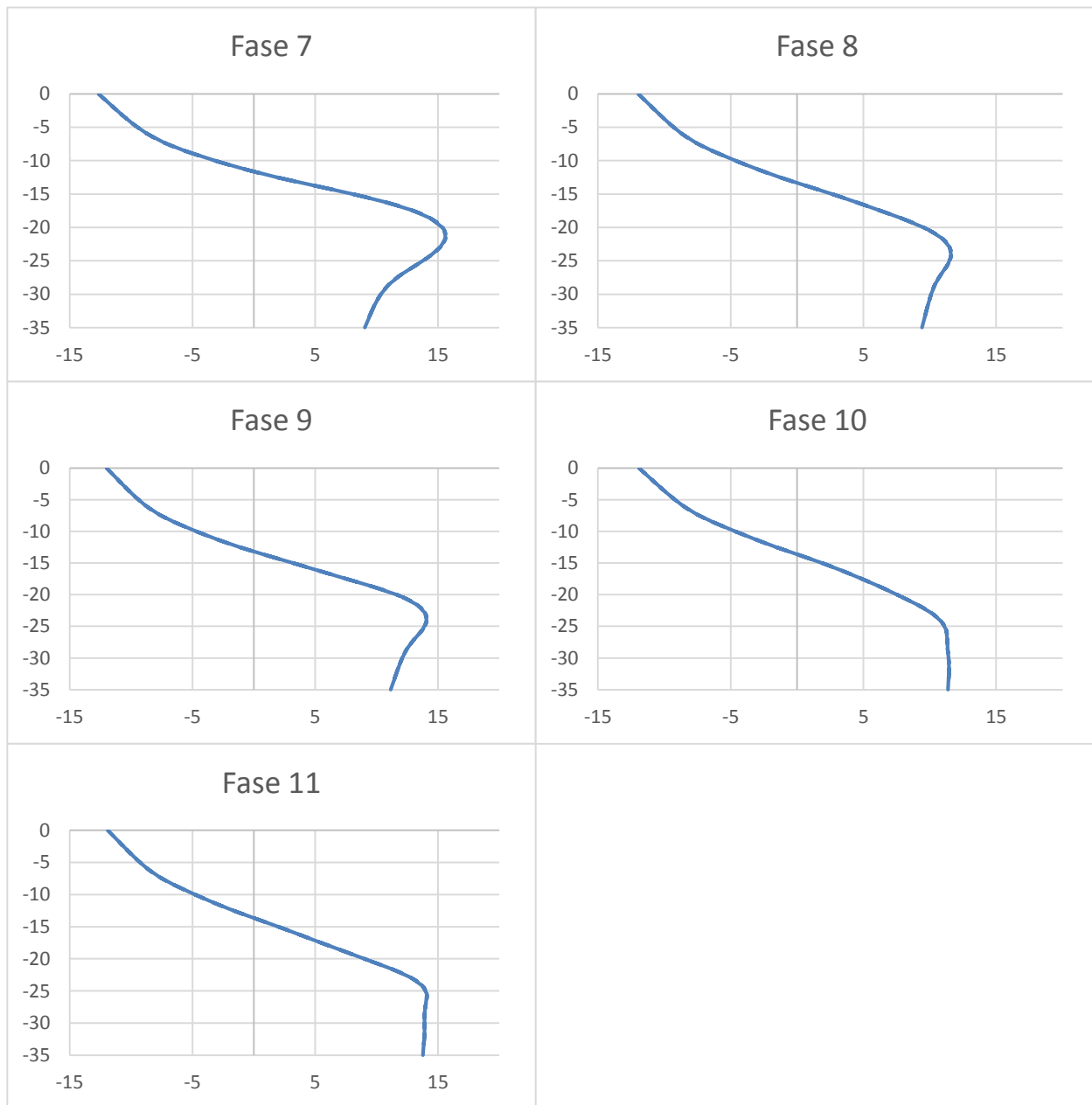


Figura 3.15 - Deslocamentos na parede moldada para cada fase modelada na escavação da estação Terreiro do Paço, de acordo com os dados da Tabela 3.1.

Analisando o comportamento da escavação nas primeiras fases, observa-se um movimento da parede em direção ao solo suportado. Neste tipo de estruturas, quando a profundidade do primeiro nível de escoras é pequena e o valor do pré-esforço nesse primeiro nível é relativamente elevado, é comum numa dada fase da construção que o topo da parede se mova em direção ao solo suportado, ficando o valor da força axial na escora nulo ou muito baixo. Os movimentos sofridos pela escavação são parcialmente restituídos quando se aplica pré-esforço ao escoramento, sendo essa restituição dos movimentos menor quando a escavação progride em profundidade.

Obteve-se um bom comportamento para esta escavação multiescorada devido à aplicação de escoras ao longo das várias fases da escavação bem como a aplicação de valores elevados de pré-esforço, que limitaram os movimentos da parede moldada. Tendo em consideração as vantagens oferecidas pelo CSM no controlo de execução, a solução prevista assegura-se promissora em casos difíceis onde o apertado controlo dos movimentos seja fundamental. Podem-se obter vantagens importantes que não se obtêm com outras soluções pois os painéis de CSM podem servir de apoio da laje de fundo e da estrutura interna em fase definitiva, o tratamento pode obturar fendas que resultam de defeitos de execução nas juntas da parede periférica e podem-se instalar perfis verticais para um sistema de contraventamento do escoramento se forem colocados nos painéis de CSM antes da presa.

3.2.3. SOLUÇÃO MONOESCORADA – CAIS DO SODRÉ

A estação de metropolitano do Cais do Sodré, inaugurada em Abril de 1998, constitui uma das mais importantes do sistema de transportes de Lisboa. A estação situa-se próximo da margem direita do Rio Tejo e integra o trecho Cais do Sodré – Rossio do metropolitano de Lisboa. A Figura 3.16 mostra o aspeto da obra no interior da escavação. Para a sua construção foi adotada a solução com massa de terreno tratada na forma de “laje” de *jet grouting*. As paredes moldadas têm 1 m de largura e atingiram cerca de 30 m de profundidade. Após a escavação procedeu-se à execução da laje de fundo da estação seguindo-se a construção das estruturas internas. A Figura 3.17 mostra um corte transversal simplificado da estação, bem como o faseamento construtivo seguido.

Como se pode observar, a laje de *jet grouting* tem 2 m de espessura e sobre ela foi betonada a laje de fundo estrutural. O material reforçado por *jet grouting* assume valores médios de 4 MPa para a resistência à compressão uniaxial e 1GPa para o módulo de Young.

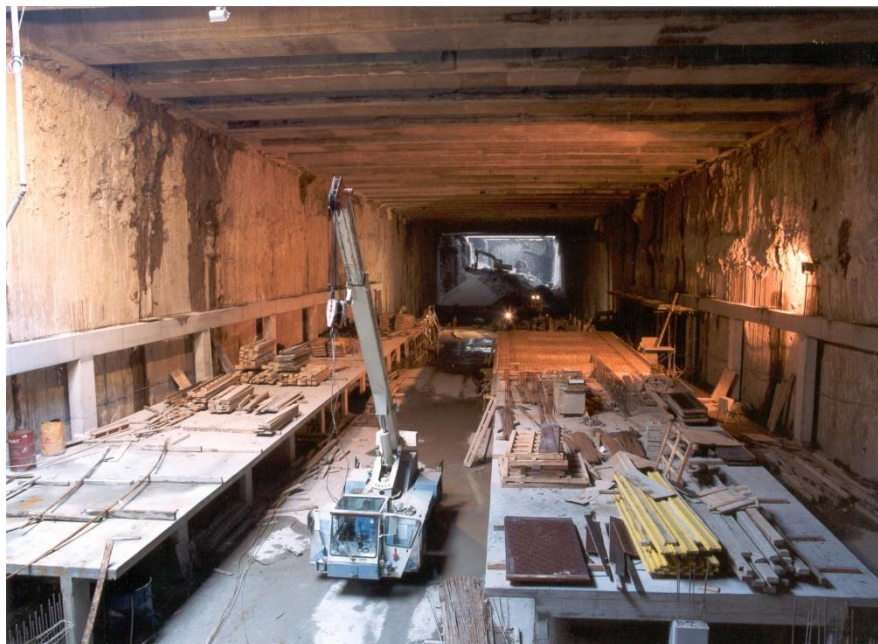


Figura 3.16 - Escavação da estação Cais do Sodré. (Matos Fernandes & Almeida e Sousa, 2003)

Foram realizados, no âmbito desta dissertação, estudos numéricos para atestar a eficácia do sistema de travamento com painéis de CSM numa escavação monoescorada, usando como modelo a escavação da estação Cais do Sodré. Para obter uma avaliação da eficácia do sistema descrito, as condições geométricas e geotécnicas da estação do Cais do Sodré foram modeladas.

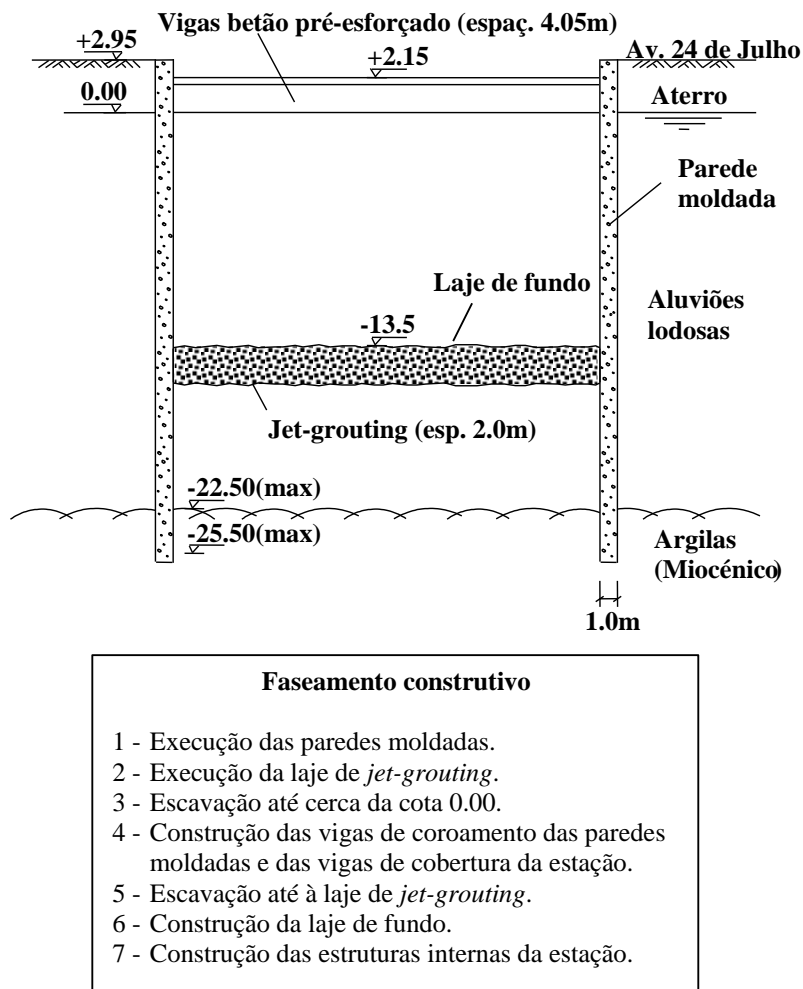


Figura 3.17 - Corte transversal e faseamento construtivo simplificados da Estação Cais do Sodré do Metropolitano de Lisboa (Matos Fernandes & Almeida e Sousa, 2003).

Na Figura 3.18 está representado um corte transversal da escavação de 16,45 m usado como modelo de cálculo no método de elementos finitos. A viga está colocada à cota -1,8 m tendo um espaçamento de 4,05 m e o nível freático encontra-se à cota -3 m. A laje de *jet grouting* foi modelada à profundidade de 16,45 m a 18,45 m. Para a modelação da escavação com painéis de CSM, foi admitida uma espessura de 0,8 m até uma profundidade 25,5 m e espaçamento entre painéis de 4,05 m. O valor do módulo de Young adotado para a “laje” de *jet grouting* e para os painéis de CSM foi 1 GPa.

Ilustra-se na Figura 3.19, em plano horizontal, a fatia modelada tridimensionalmente.

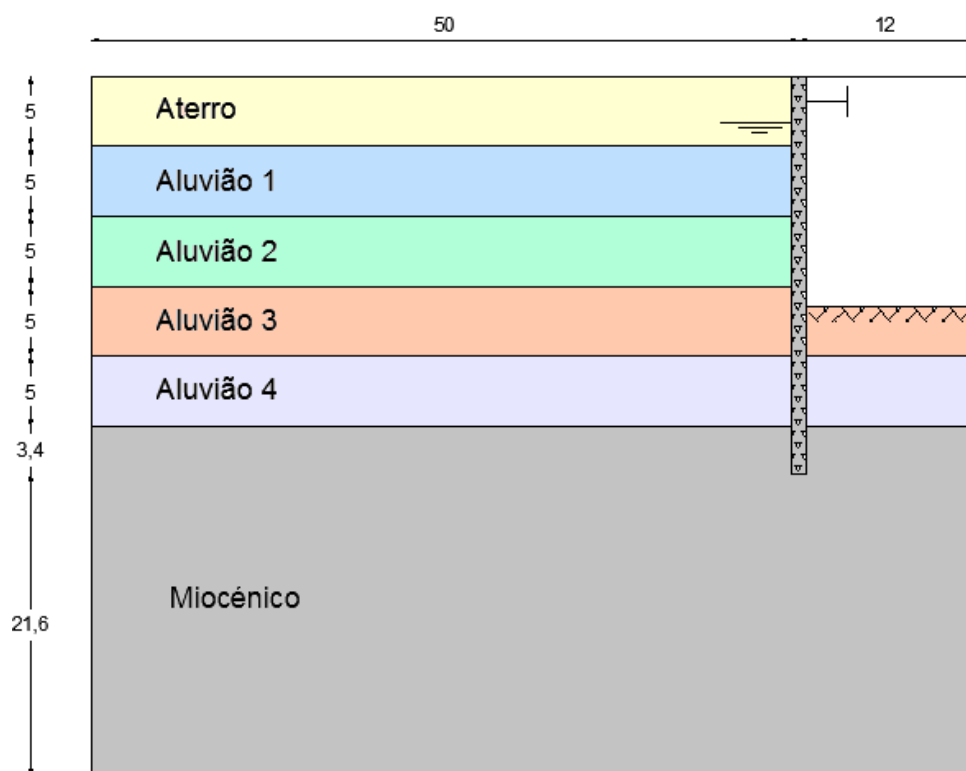


Figura 3.18 – Representação do modelo da escavação.

Para o caso onde foi estudada a escavação com painéis de CSM, a fatia modelada apresenta as alterações ilustradas na Figura 3.20.

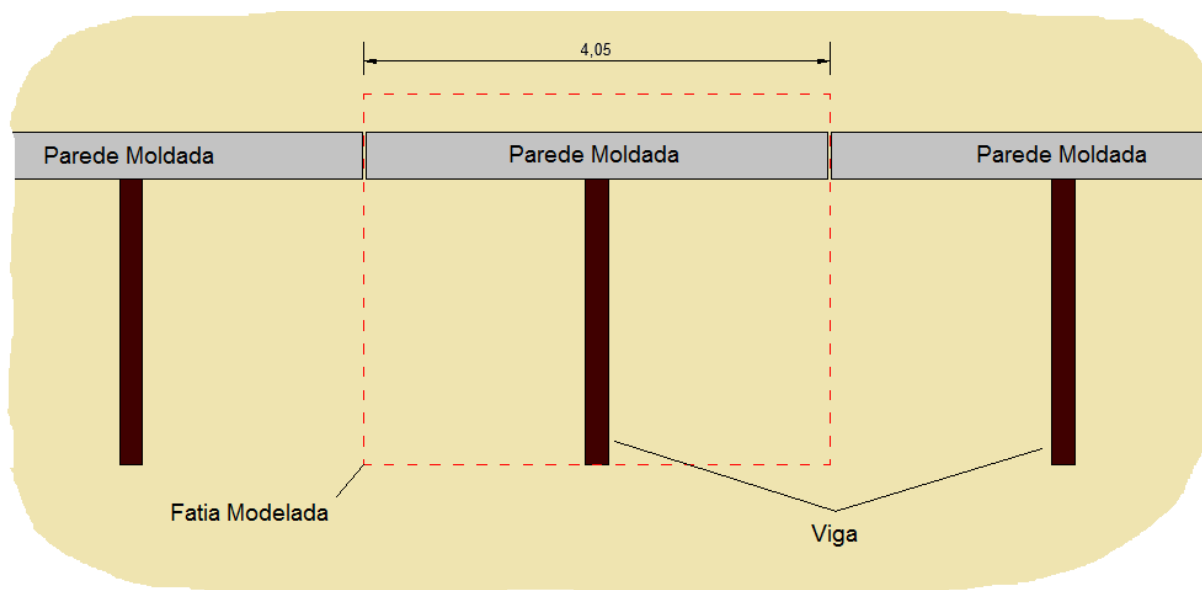


Figura 3.19 - Escavação da estação Cais do Sodré no plano horizontal e fatia modelada (a tracejado).

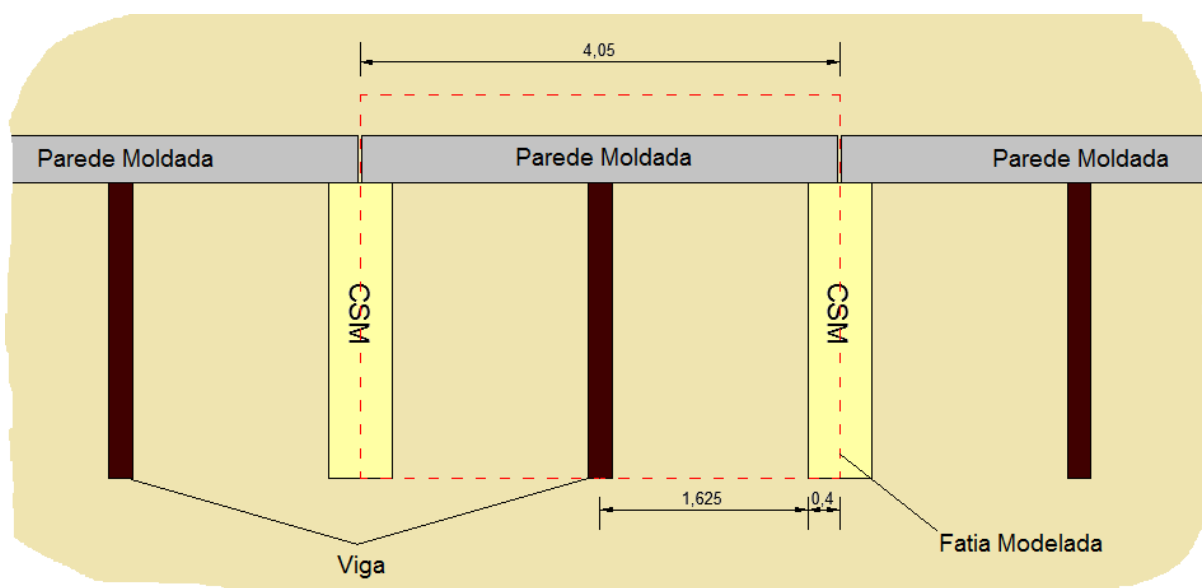


Figura 3.20 - Escavação da estação Cais do Sodré no plano horizontal com painéis de CSM e fatia modelada (a tracejado).

A malha de elementos finitos está representada na Figura 3.21.

A Tabela 3.6 resume as características adotadas para o maciço.

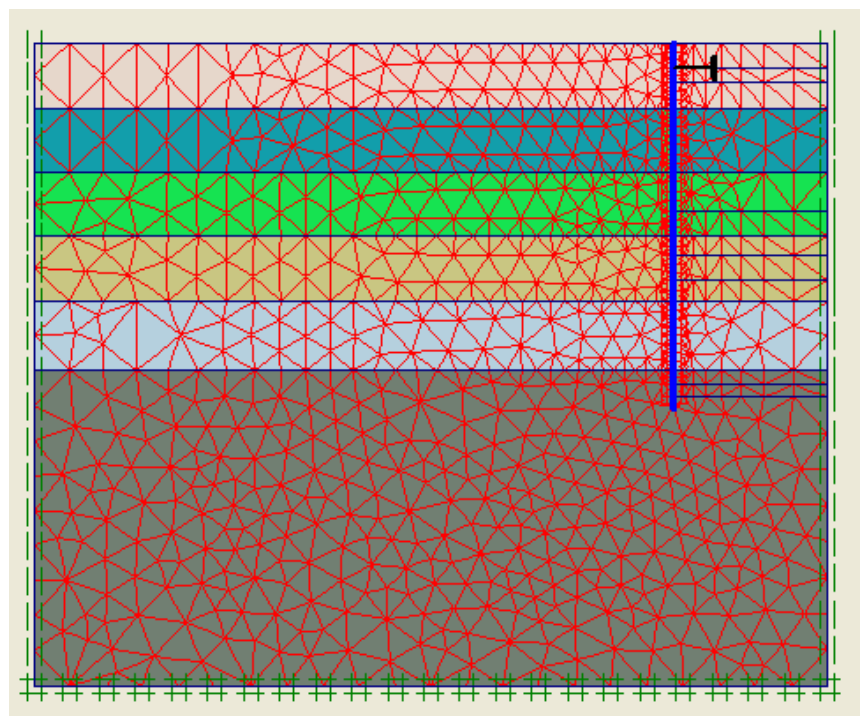
Tabela 3.6 - Característica adotadas para o maciço na modelação da estação Cais do Sodré.

Solo	γ (kN/m ³)	K_0	c' (°)	c_u (kPa)	E (MPa)	ν
Aterro	20	0,5	35	-	30	0,30
Aluvião 1	18	0,6	-	37	14,8	0,49
Aluvião 2		0,6	-	45	18	
Aluvião 3		0,6	-	54	21,6	
Aluvião 4		0,6	-	62	24,8	
Miocénico	21,5	0,6	-	300	150	

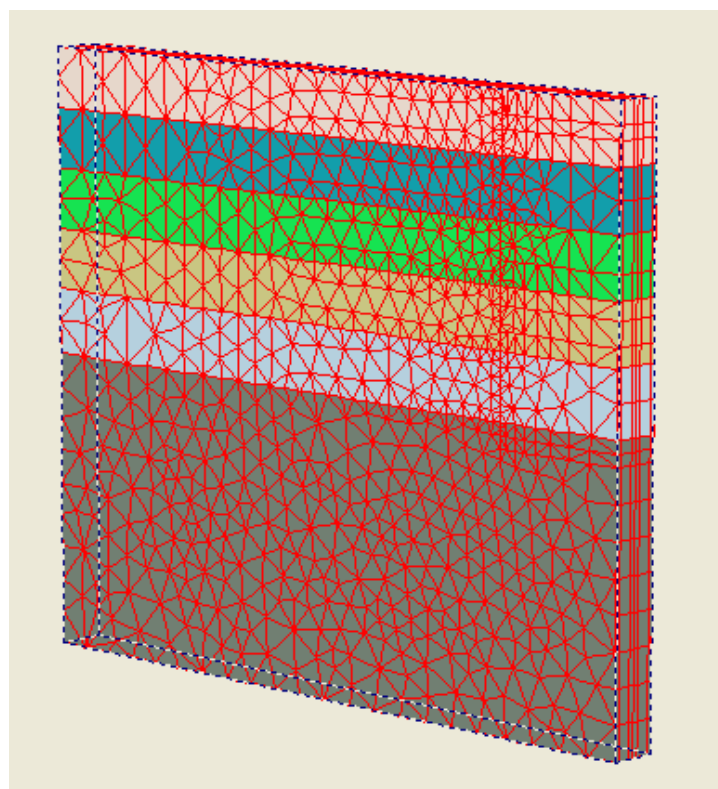
A parede moldada apresenta uma espessura de 1 m e um comprimento de 28,4 m, penetrando 3 m no substrato miocénico. O peso volúmico da parede (γ) é de 24 kN/m³ e o coeficiente de Poisson de 0,20. Para a modelação da parede utilizou-se o elemento casca atribuindo um comportamento elástico linear. Os valores da rigidez axial e da rigidez à flexão estão expressos na Tabela 3.7. O valor adotado para o R_{inter} foi de 2/3.

Tabela 3.7 - Rigidez axial e à flexão da parede moldada na modelação da escavação Cais do Sodré.

E (GPa)	EA (MN/m)	EI (MN.m ² /m)
20	20000	1667



a)



b)

Figura 3.21 - Malha de elementos finitos utilizada para a modelação da escavação da estação Cais do Sodré: a) malha 2D; b) malha 3D.

Para a viga adotaram-se valores de rigidez axial elevados. O valor adotado para EA foi de 125000 MN. O faseamento construtivo pode ser consultado na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Faseamento construtivo na modelação da escavação da estação Cais do Sodré.

Fase	Descrição
0	Realização da parede moldada, "laje" de <i>jet grouting</i> ou painéis de CSM
1	Escavação à cota -3 m
2	Colocação da viga
3	Escavação à cota -5 m
4	Escavação à cota -10 m
5	Escavação à cota -13 m
6	Escavação à cota -15 m
7	Escavação à cota -16,45 m

Os deslocamentos horizontais obtidos da modelação numérica estão apresentados nas Figura 3.22. A envolvente de momentos fletores está representada na Figura 3.23. O diagrama de esforço transversal é apresentado na Figura 3.24. Os assentamentos à superfície representam-se na Figura 3.25.

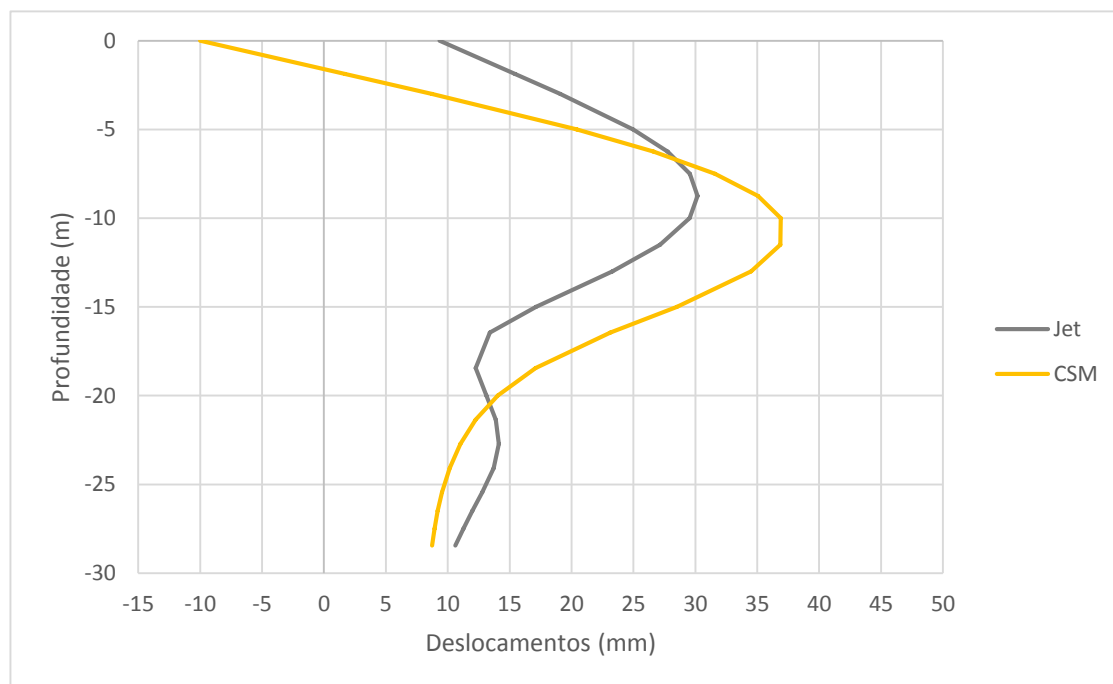


Figura 3.22 - Deslocamentos da parede no fim da escavação no modelo da estação Cais do Sodré.

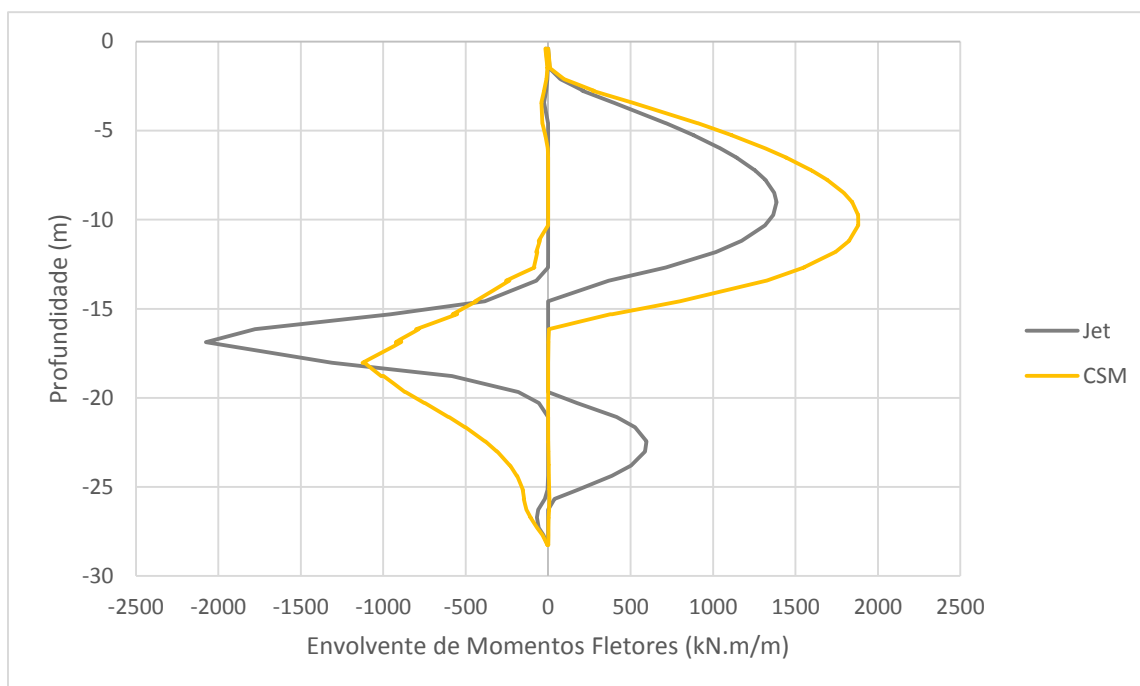


Figura 3.23 - Envolvente de momentos fletores na parede no modelo da estação Cais do Sodré.

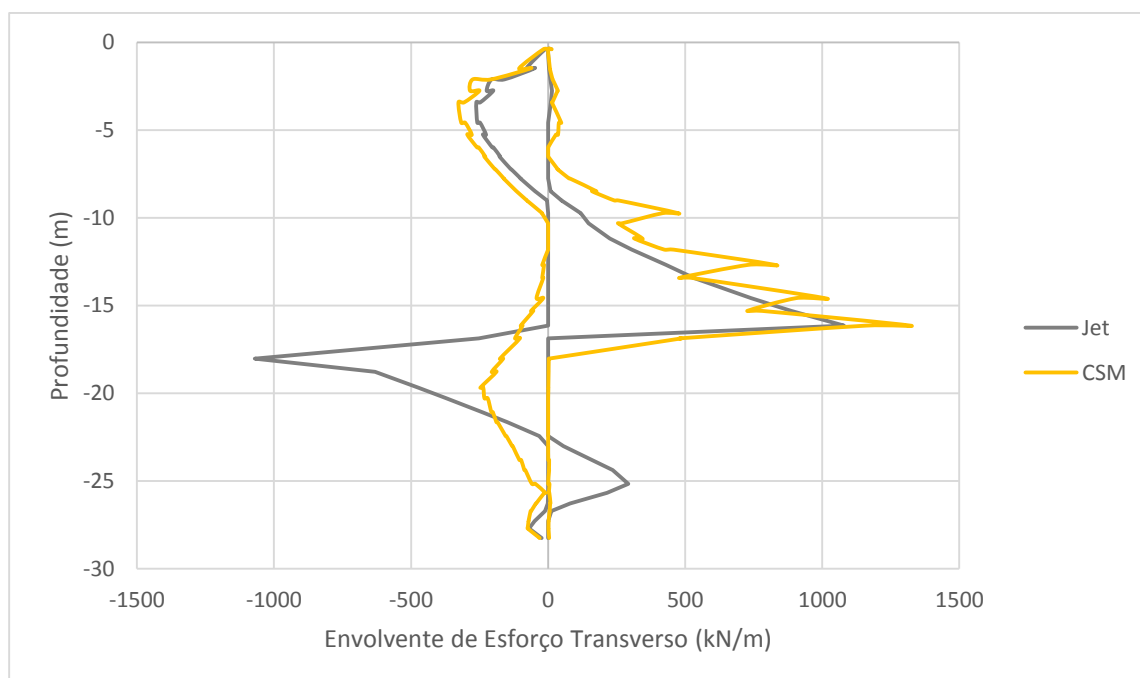


Figura 3.24 - Envolvente de esforço transverso na parede no modelo da estação Cais do Sodré.

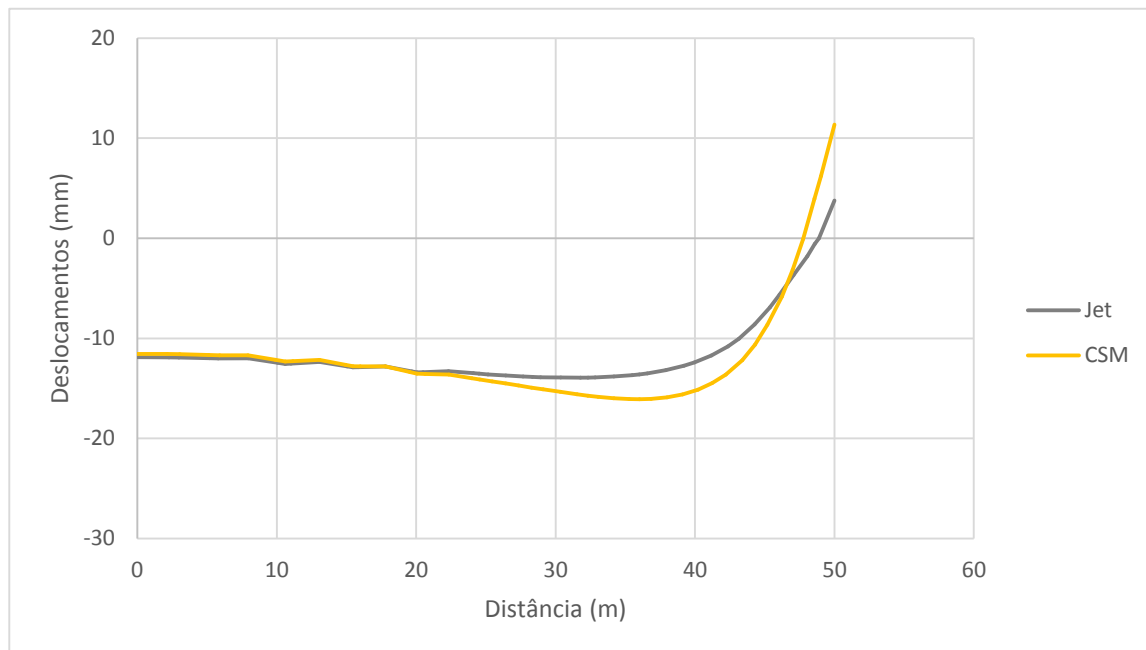


Figura 3.25 - Assentamentos à superfície no modelo da estação Cais do Sodré.

Para este caso de uma escavação monoescorada, um progresso significativo pode ser observado no controlo de movimentos na análise com “laje” de *jet grouting*. Uma redução significativa nos momentos da parede não se verifica com o tratamento do maciço com CSM, sendo o momento máximo experimentado pela parede relativo à solução com a massa tratada com *jet grouting*. O esforço transversal máximo verifica-se na solução com painéis de CSM. Para este caso, a solução com painéis de CSM, mesmo oferecendo um suporte permanente durante as várias fases da escavação, não consegue minimizar os deslocamentos da parede apesar de, no topo da escavação, os deslocamentos são garantidamente minimizados e não se verificar a translação da parede de cerca de 10 mm, no caso com a massa de *jet grouting*. Os assentamentos à superfície são praticamente coincidentes para o caso com a massa de *jet grouting* e os painéis de CSM até cerca de 20 m de distância à escavação. Com a proximidade da escavação, destacam-se valores de assentamentos maiores para a solução com CSM, assistindo-se mesmo a um maior levantamento da cortina para o caso com painéis de CSM.

Na Figura 3.26 estão representados, fase a fase, os deslocamentos obtidos (mm) em profundidade (m) por modelação numérica através do método de elementos finitos, para reforço do maciço com a técnica de CSM.

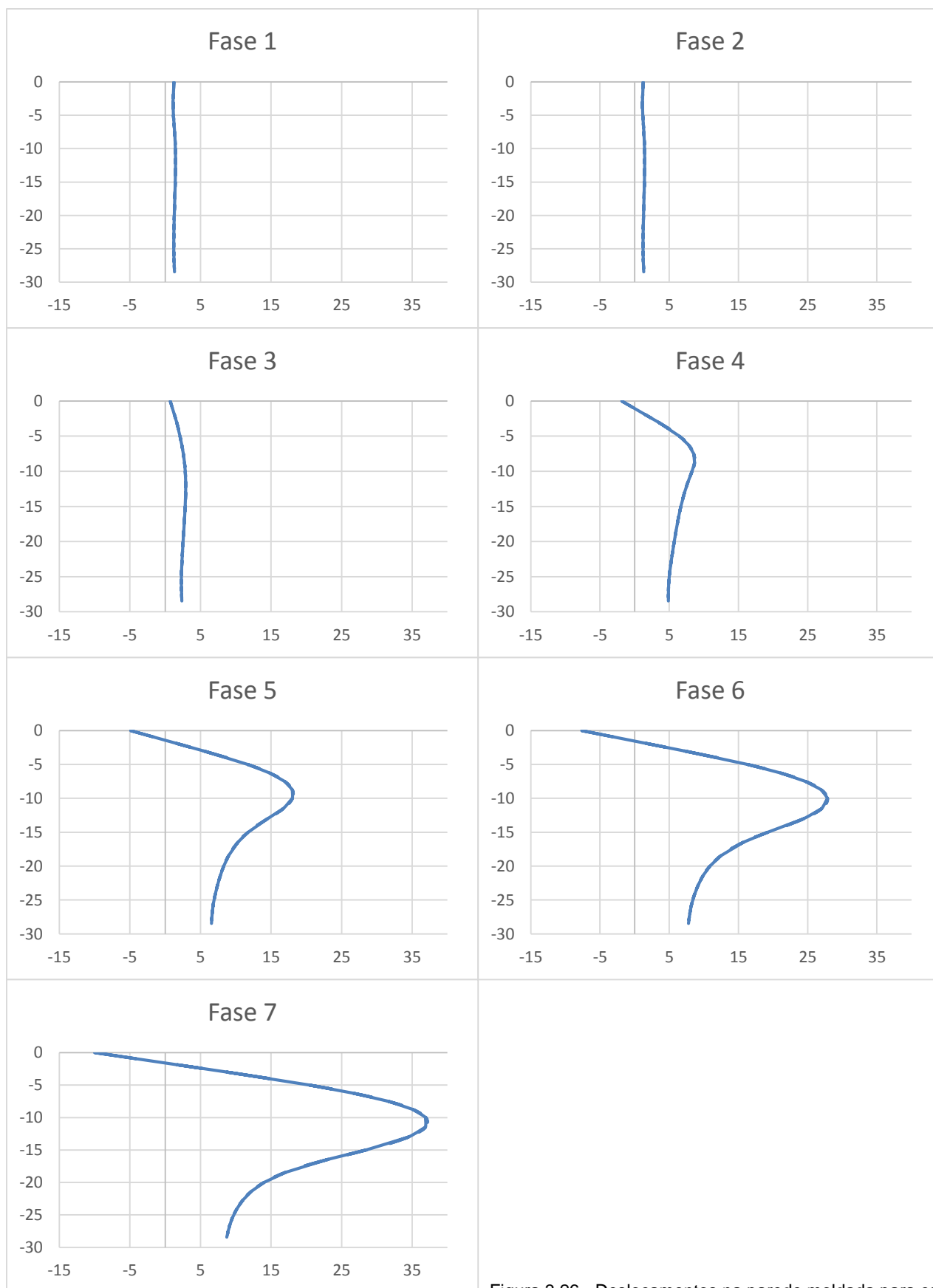


Figura 3.26 - Deslocamentos na parede moldada para cada fase modelada na escavação da estação Cais do Sodré.

Analisando a Figura 3.26, consegue-se denotar o efeito que se induz na escavação quando não são aplicados vários níveis de escoras. Há um acréscimo de deslocamentos sofridos à medida que a escavação se realiza em profundidade. A viga reduz os deslocamentos na parte superior da escavação, observando-se até um movimento da parede em direção ao solo suportado.

Para esta escavação, a percentagem de reforço do solo tratado atingiu os 12% para a solução com *jet grouting* e 19% para a solução com painéis de CSM. No que ao reforço do maciço com a técnica de CSM diz respeito, não se obteve um bom comportamento para esta escavação monoescorada, ao contrário do que se observou na escavação multiescorada do Terreiro do Paço devido, sobretudo à inexistência de vários níveis de escoras pré-esforçadas e ao facto da “laje” de *jet grouting* não ser totalmente escavada. As escoras aliadas a um reforço do maciço com painéis de CSM que garantam um suporte nas várias fases de escavação, geram resultados mais satisfatórios na minimização de deslocamentos e de momentos gerados na parede. É portanto, mais pertinente a utilização de vários níveis de escoras pré-esforçadas para garantir o bom funcionamento dos painéis de CSM.

3.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise dos resultados apresentados permite perceber que existem diferenças fundamentais entre reforço do maciço através da técnica de *jet grouting* e a técnica de CSM. A técnica de *jet grouting*, por não permitir o rigor de implantação oferecido pela técnica de CSM, não se torna a melhor escolha para escavações onde efeitos de levantamento do terreno à superfície, provocados pelas injeções a alta pressão, não sejam admissíveis. Para atingir impactes negligenciáveis associados com a instalação e evitar excessos de pressões ou alívio de tensões no solo circundante, a melhor solução é certamente a técnica de CSM.

Optando por escolher a técnica de CSM para reforçar o maciço escavado, concluiu-se que se atingem melhores resultados para uma escavação multiescorada do que para uma escavação monoescorada. As principais diferenças encontradas para os piores resultados para uma escavação monoescorada (analisada a escavação da estação Cais do Sodré) justificam-se essencialmente pela falta de apoio da parede de contenção que, sem a presença da massa criada por *jet grouting*, era realizada apenas pela escora colocada no topo da escavação. Ao realizar-se reforço do solo através de *jet grouting*, a própria massa rígida criada servia de apoio à parede de contenção. A massa de *jet grouting* cria um apoio contínuo à parede moldada, enquanto que os painéis de CSM geram um apoio discreto. Como os painéis de CSM vão sendo progressivamente escavados, o apoio por eles oferecido vai diminuindo em profundidade, diminuindo-se assim a rigidez do apoio oferecido enquanto que a massa de *jet grouting* permanece sempre inalterável, com a agravante de não ser totalmente escavada. É uma situação com a qual a técnica de CSM não consegue competir. Um bom comportamento da escavação foi alcançado numa solução multiescorada quando utilizada a técnica de CSM na forma de painéis transversais à escavação.

4

ESTUDOS PARAMÉTRICOS RECORRENDO AO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

4.1. PREÂMBULO

Partindo do estudo efetuado no Capítulo 3, onde se concluiu ser mais eficiente o uso de painéis de CSM em escavações multiescoradas, este capítulo visa aprofundar o estudo da técnica de CSM através da realização de um conjunto de estudos paramétricos. À semelhança do Capítulo 3, as análises foram efetuadas pelo método dos elementos finitos, recorrendo ao programa de cálculo PLAXIS® 3D.

Na Tabela 4.1 estão sintetizados os cálculos efetuados.

Tabela 4.1 - Síntese dos cálculos efetuados no estudo paramétrico.

Análise	Descrição
Influência do Pré-esforço	Análise do comportamento da escavação variando o valor de pré-esforço aplicado
Influência da rigidez do reforço	Alteração progressiva das propriedades de rigidez do solo tratado com <i>jet grouting</i> e CSM
Influência do comportamento não-linear do reforço	Análise da massa de <i>jet grouting</i> e CSM em regime elástico perfeitamente plástico
Estudo da profundidade dos painéis	Alteração da profundidade atingida pelos painéis de CSM
Espaçamento longitudinal dos painéis de CSM	Alteração do espaçamento longitudinal dos painéis de CSM
Estudo da influência da zona superior dos painéis	Análise da influência dos primeiros metros de tratamento na estabilidade da escavação
Comparação com a solução do metro de Oslo	Análise do comportamento dos painéis CSM comparativamente com a solução de reforço com paredes moldadas
Efeito do deficiente contacto do <i>jet grouting</i> com a parede	Estudo da incerteza do tratamento com <i>jet grouting</i> na estabilidade da escavação
Problemática das juntas de paredes moldadas em modelações numéricas	Estudo da influência das juntas em paredes moldadas e impacto na escavação

4.2. INFLUÊNCIA DO PRÉ-ESFORÇO

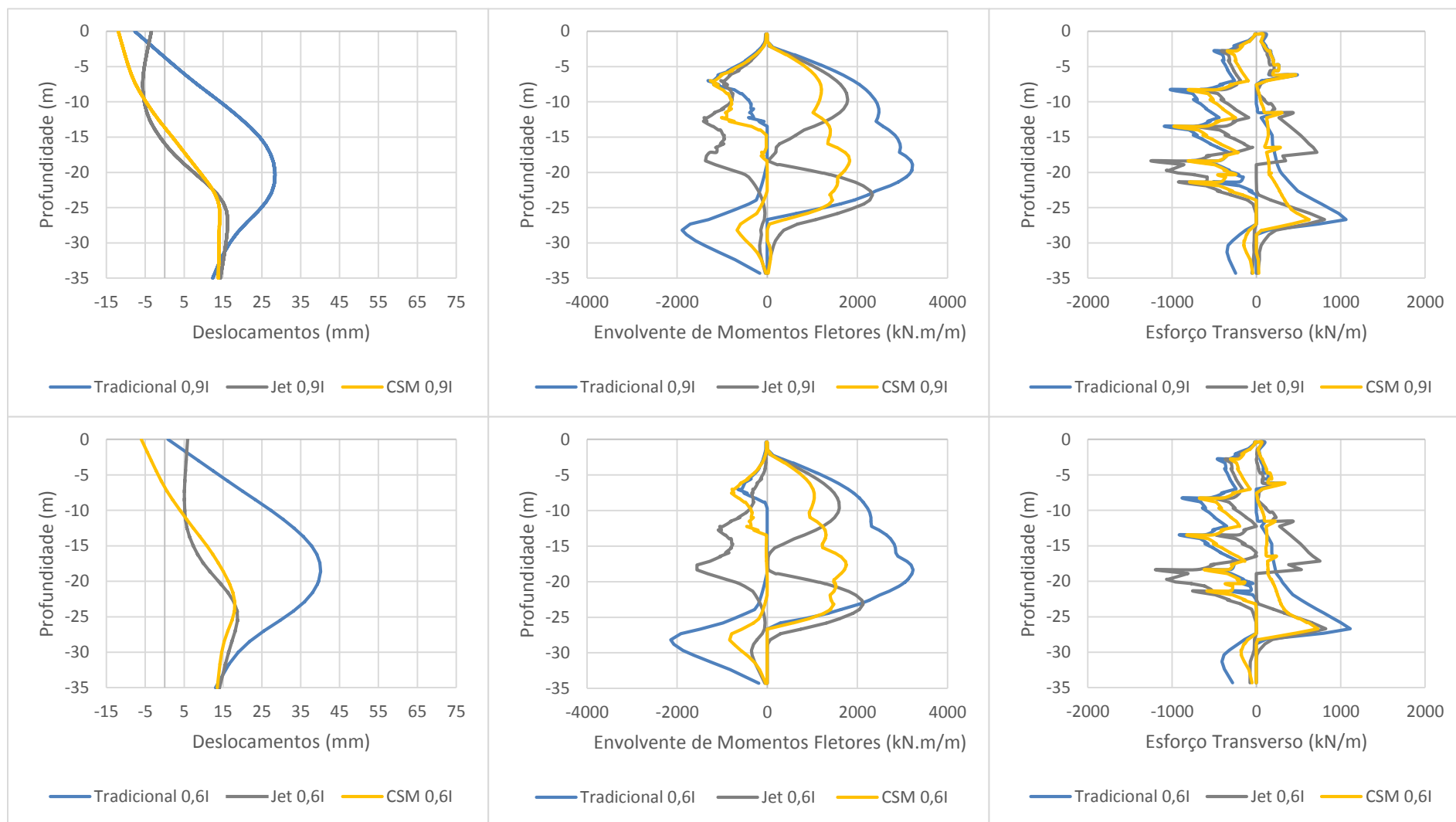
O pré-esforço de escoras em escavações realizadas em áreas urbanas é um método de redução dos deslocamentos da parede e do solo adjacente de utilização relativamente vulgar. A aplicação de pré-esforço em escoras englobadas numa estrutura de contenção condiciona não apenas a rigidez da ligação escora-parede e, por conseguinte, a rigidez efetiva da própria escora, mas também o comportamento do solo nas fases seguintes da escavação, repondo parcialmente o estado de tensão modificado pelas fases de escavação precedentes e contribuindo, efetivamente, para a redução dos movimentos da cortina e do maciço suportado. O uso conjunto de escoras pré-esforçadas com reforço do maciço através de painéis de CSM obteve bons resultados usando um modelo semelhante à escavação da estação Terreiro do Paço. O estudo apresentado nesta secção analisará o comportamento da mesma escavação variando o valor do pré-esforço aplicado.

O pré-esforço aplicado na primeira modelação da escavação da estação do Terreiro do Paço corresponde a 93% do impulso total de repouso (I_0). Foram modelados valores de pré-esforço que correspondem a 60%, 30% e 0% do impulso total de repouso. A Tabela 4.2 resume os valores de pré-esforço adotados.

Tabela 4.2 - Valores adotados para a variação de pré-esforço.

Nível de escoras	Valores de Pré-esforço (kN)			
	0,9 I_0	0,6 I_0	0,3 I_0	0
1º	900	600	300	0
2º a 5º	3000	2000	1000	0

A Figura 4.1 representa deslocamentos horizontais da parede, envolvente de momentos fletores e envolvente de esforço transversal para as todas as variações de pré-esforço. Estão representadas as análises Tradicional, reforço com “laje” de *jet grouting* e painéis de CSM.



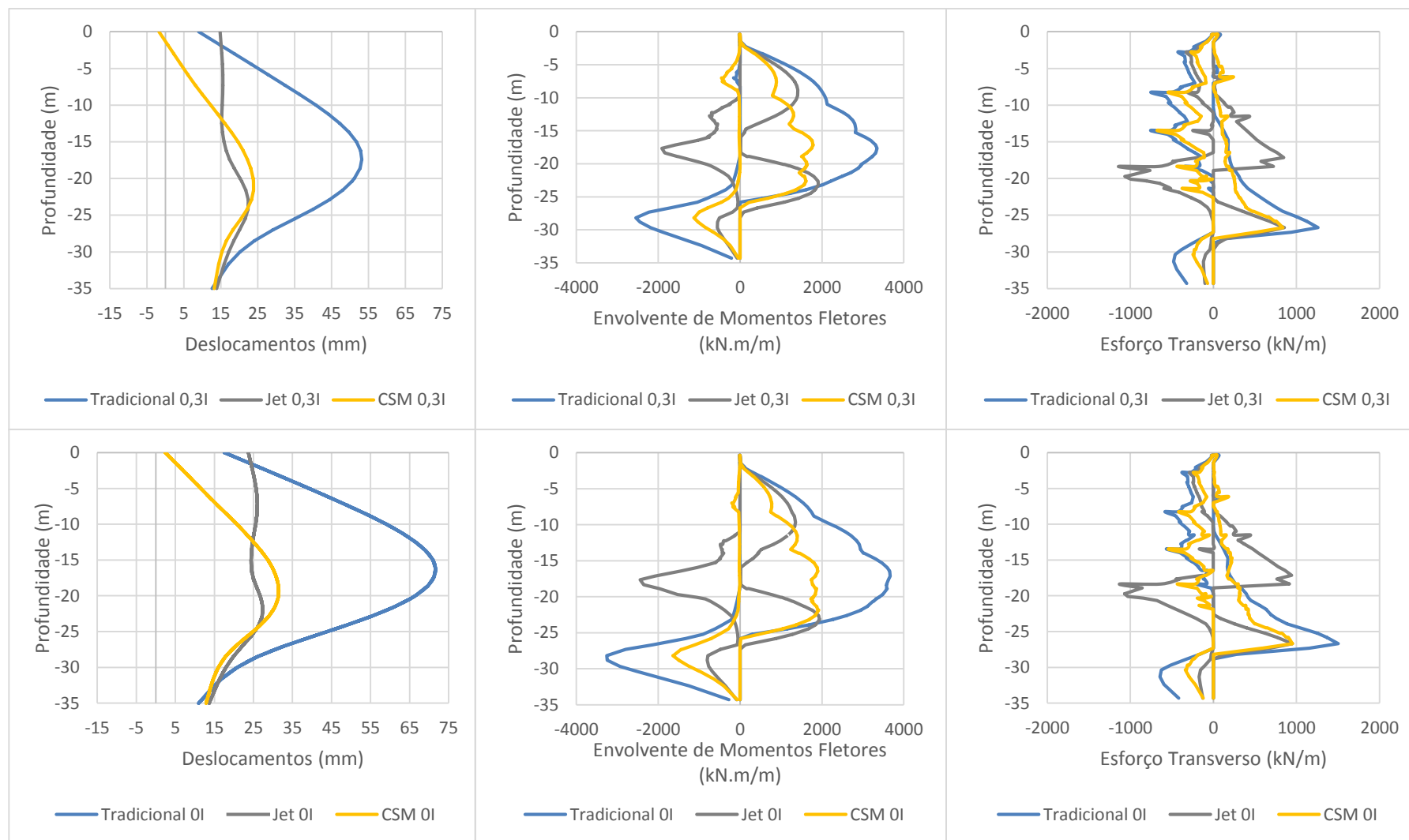


Figura 4.1 - Deslocamentos horizontais, envoltura de momentos fletores e envoltura de esforço transverso variando o pré-esforço aplicado.

Como seria expectável, a diminuição do pré-esforço aplicado, conduz ao aumento dos deslocamentos da parede. O estado de tensão inicial no solo não é parcialmente reposto, verificando-se assim deslocamentos elevados do maciço suportado em direção à escavação. Tendo em conta a análise Tradicional, com o progressivo aumento dos deslocamentos, os momentos fletores gerados aumentam de igual forma. Tendo em conta as análises com reforço do maciço, apesar de se reduzirem bastante os deslocamentos com o progressivo aumento de pré-esforço, não há um aumento significativo nos esforços gerados. Para a análise com os painéis de CSM, assiste-se a uma manutenção de valores de momentos fletores e esforço transversal mais marcada que a análise com a massa de *jet grouting*. Para todos os valores de pré-esforço admitidos, o reforço do maciço através de painéis de CSM apresentou melhores resultados nos esforços gerados, comparativamente com a solução Tradicional e com “laje” de *jet grouting*.

Tendo em conta os deslocamentos máximos para as análises com reforço do maciço com painéis de CSM e “laje” de *jet grouting*, elaborou-se um gráfico que representa os deslocamentos máximos a partir do pé da cortina de cada análise, em função do pré-esforço aplicado. A Figura 4.2 representa o gráfico elaborado.

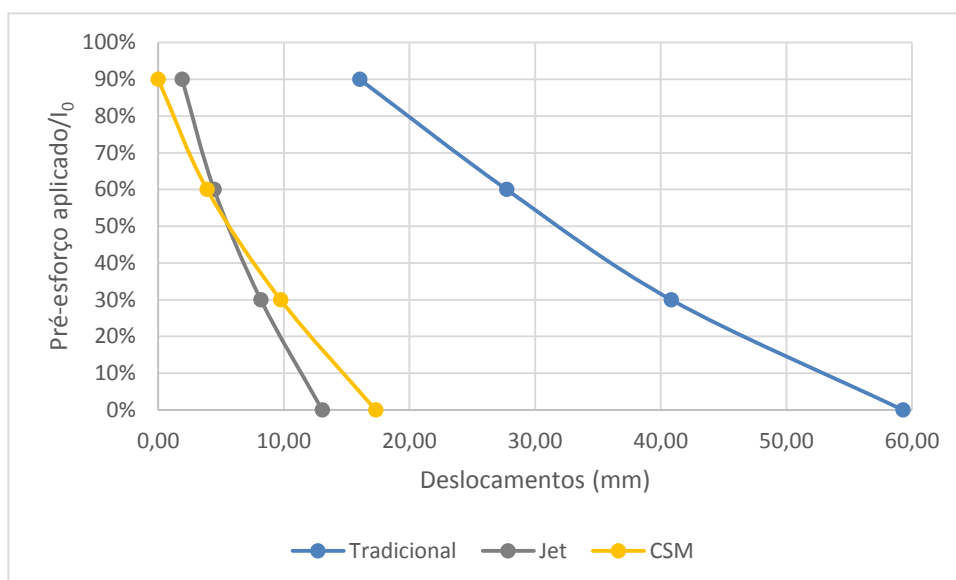


Figura 4.2 - Deslocamentos máximos a partir do pé da cortina em função do pré-esforço aplicado.

Analisando a Figura 4.2 pode-se comprovar que à medida que o pré-esforço aplicado vai diminuindo, o deslocamento máximo aumenta e essa variação é aproximadamente linear podendo assim encontrar-se uma proporcionalidade entre as variáveis envolvidas. A análise com “laje” de *jet grouting* apresentou deslocamentos menores que a análise com painéis de CSM. A “laje” criada representa um apoio contínuo à parede moldada, impedindo-a de sofrer deslocamentos excessivos. No caso com os painéis de CSM, esse apoio não é contínuo e à medida que os painéis vão sendo escavados, o apoio por eles oferecido vai desaparecendo, resultando em deslocamentos maiores.

A Tabela 4.3 apresenta volumes de solo deslocado para as análises efetuadas e para toda a fatia modelada. Uma vez que foram admitidas condições não-drenadas, o volume deslocado é igual ao volume de solo que corresponde aos assentamentos à superfície. A tabela inclui também os volumes da carta de assentamentos de Peck (1969) associados a assentamentos máximos de 1 e 2% da profundidade da escavação.

Tabela 4.3 - Volume de solo deslocado para as análises com reforço do maciço com *jet grouting* e CSM e na carta de assentamentos de Peck (1969).

Análises	Volume de solo deslocado (m ³)					
	Valor pré-esforço / I ₀ (%)				Carta de Peck	
	0	30	60	90	S _{max} = 1%	S _{max} = 2%
Tradicional	5,33	4,13	3,22	2,45	18,53	55,23
Jet	3,05	2,43	1,77	1,54		
CSM	2,65	2,11	1,65	1,58		

Da análise da Tabela 4.3 pode-se concluir que o aumento do pré-esforço reduz o volume de solo deslocado para todas as análises efetuadas. Comparando as análises com aplicação idêntica de pré-esforço, o volume deslocado é reduzido para o caso de aplicação de CSM como reforço do maciço, à exceção do volume deslocado com aplicação de 90% do impulso total em repouso, em que os valores se encontram muito próximos da análise com a “laje” de *jet grouting*. A redução do volume deslocado é amplificada com o aumento do pré-esforço. De facto, para valores de pré-esforço nulos, o volume deslocado da análise com CSM é 13% menor que o volume deslocado na análise com *jet grouting*. Comparando os valores para pré-esforço aplicado equivalente a 60% do impulso total em repouso, o volume deslocado para a análise com CSM fica agora menos 7% que o volume na análise com *jet grouting*.

O volume deslocado nas análises efetuadas é de uma ordem de grandeza muito inferior ao calculado pela carta de assentamentos de Peck (1969). É de salientar que esta carta foi obtida da monitorização de escavações e, por isso, inclui deslocamentos devidos à construção da parede, consolidação do solo e de outras fontes.

Estas análises mostram que a inclusão de painéis transversais de CSM minimiza de uma maneira geral o volume de solo deslocado para vários valores de pré-esforço aplicado, não se assistindo porém a um efeito sinérgico com o incremento de valores de pré-esforço. A adequação perfeita de pré-esforço e técnicas de reforço do maciço resulta na eliminação de falhas que existem quando aplicado apenas escoramento, como se verifica na análise Tradicional.

4.3. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO REFORÇO

Nesta secção é analisado o comportamento da “laje” de *jet grouting* e dos painéis de CSM. Procurou-se proceder à alteração progressiva das propriedades de rigidez do solo tratado com *jet grouting* e CSM.

Assim sendo, variou-se o módulo de elasticidade até este atingir o valor do módulo de elasticidade adotado para a parede moldada. Na Tabela 4.4 são apresentadas as propriedades adotadas para o módulo de elasticidade dos painéis de CSM, que são os mesmos adotados para a “laje” de *jet grouting*. A percentagem de 2,7% corresponde ao módulo de elasticidade adotado originalmente para o reforço do maciço com CSM e *jet grouting*. Optou-se por utilizar metade do valor utilizado (1,4%) e o dobro (5,2%) do módulo de elasticidade original, aumentando-se progressivamente os valores até se atingir 30 GPa (100%).

Foram realizadas análises com pré-esforço aplicado e sem pré-esforço aplicado.

Tabela 4.4 - Percentagem e valores do módulo de elasticidade utilizados.

$E_{\text{csm}}/E_{\text{cortina}}$	E_{csm} (GPa)
100%	30,0
50%	15,0
25%	7,5
10%	3,0
5,2%	1,6
2,7%	0,8
1,4%	0,4

A Figura 4.3 apresenta os deslocamentos horizontais da parede de contenção para as diversas análises presentes na Tabela 4.4 com a aplicação de painéis de CSM com escoras pré-esforçadas.

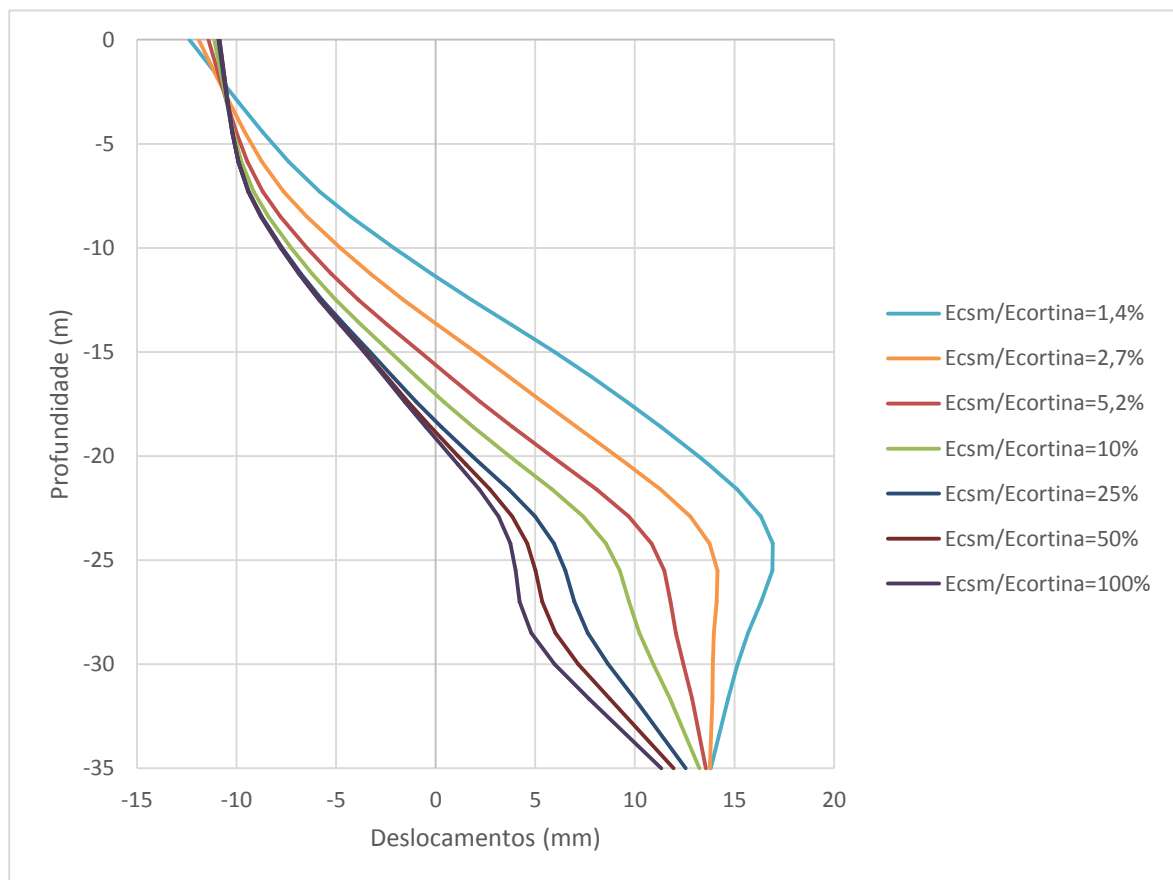


Figura 4.3 - Deslocamentos horizontais da parede moldada no final da escavação para os cálculos presentes na Tabela 4.4, para reforço através CSM (pré-esforço igual a 0,9I₀).

Conforme seria de esperar, os deslocamentos são maiores quanto se reduz as propriedades de rigidez dos painéis de CSM. A partir de $E_{csm}/E_{cortina}=25\%$ os deslocamentos são muito minimizados abaixo da base de escavação (25,5 m), assistindo-se a uma mudança na curvatura da parede a partir dessa profundidade.

A Figura 4.4 representa a envolvente de momentos fletores para as análises efetuadas.

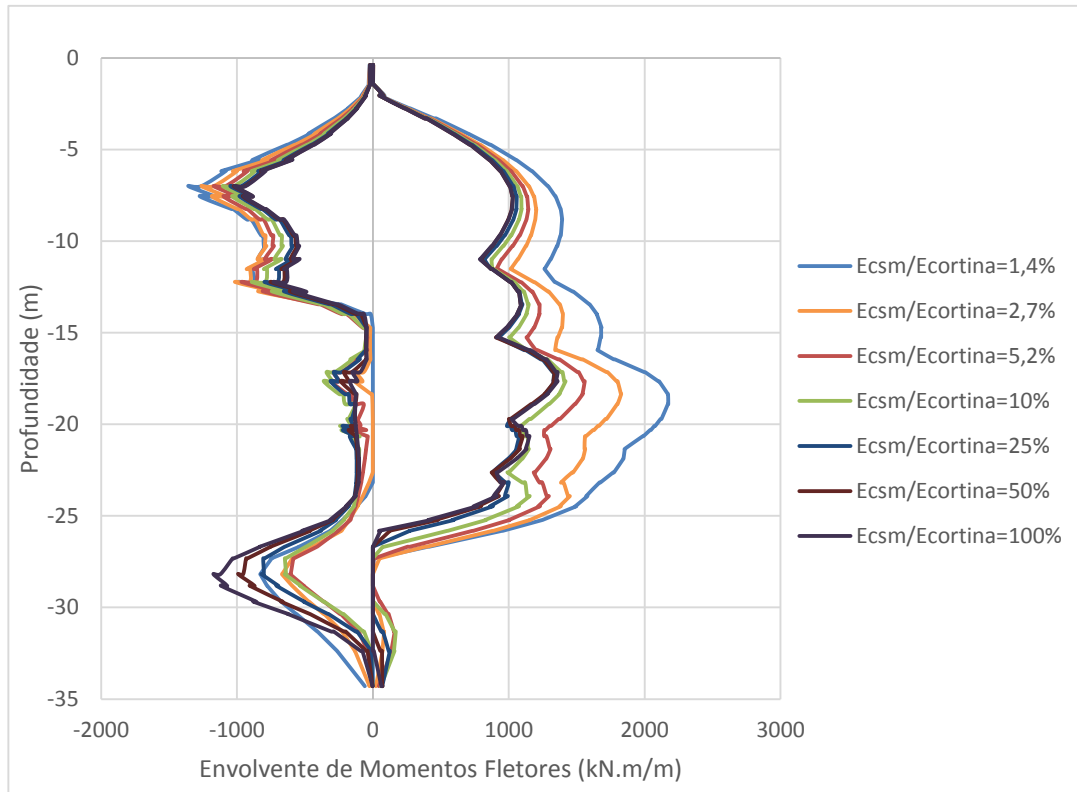


Figura 4.4 - Envolvente de momentos fletores da parede moldada para os cálculos presentes na Tabela 4.4 para reforço através CSM (pré-esforço igual a 0,9I₀).

As grandes diferenças entre análises verificam-se para percentagens até 10% da razão $E_{csm}/E_{cortina}$. Para percentagens superiores, os momentos fletores são idênticos entre si. Apesar do momento fletor máximo positivo estar vinculado à análise com percentagem de 1,4%, no que toca ao máximo momento fletor negativo, não existe uma grande discrepância, pois o valor da análise com percentagem de 1,4% é similar ao da percentagem de 100%.

Quanto aos assentamentos à superfície, conforme mostra a Figura 4.5, assiste-se a menores deslocamentos verticais à medida que a rigidez dos painéis de CSM aumenta. À semelhança dos deslocamentos horizontais da parede, observam-se valores cada vez mais próximos entre si quando se aumenta progressivamente a rigidez dos painéis. De facto as diferenças de deslocamentos para percentagens de 50% e 100% são muito estreitas.

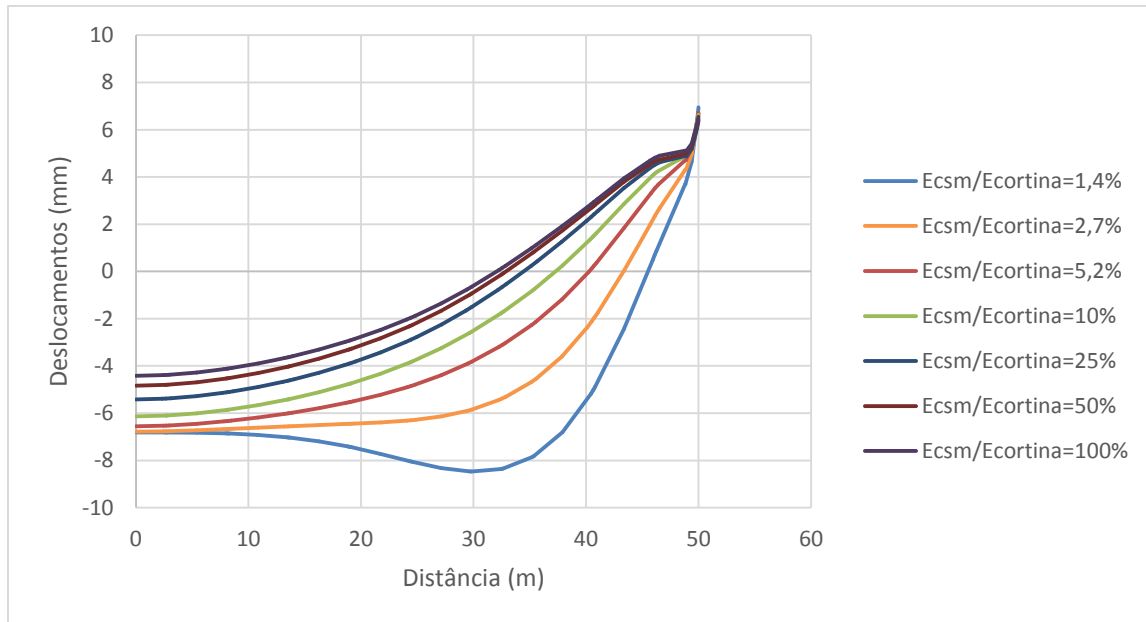


Figura 4.5 - Deslocamentos verticais à superfície no final da escavação para os cálculos presentes na Tabela 4.4 para reforço através CSM (pré-esforço igual a 0,9I₀).

Para melhor discernir a evolução dos deslocamentos e momentos fletores com o aumento da rigidez dos painéis de CSM, elaborou-se a Figura 4.6 que representa o deslocamento máximo horizontal de cada análise em função da rigidez dos painéis de CSM. Assumiu-se uma altura de painéis de CSM de 4,5 m, que corresponde à altura atingida na última fase de escavação.

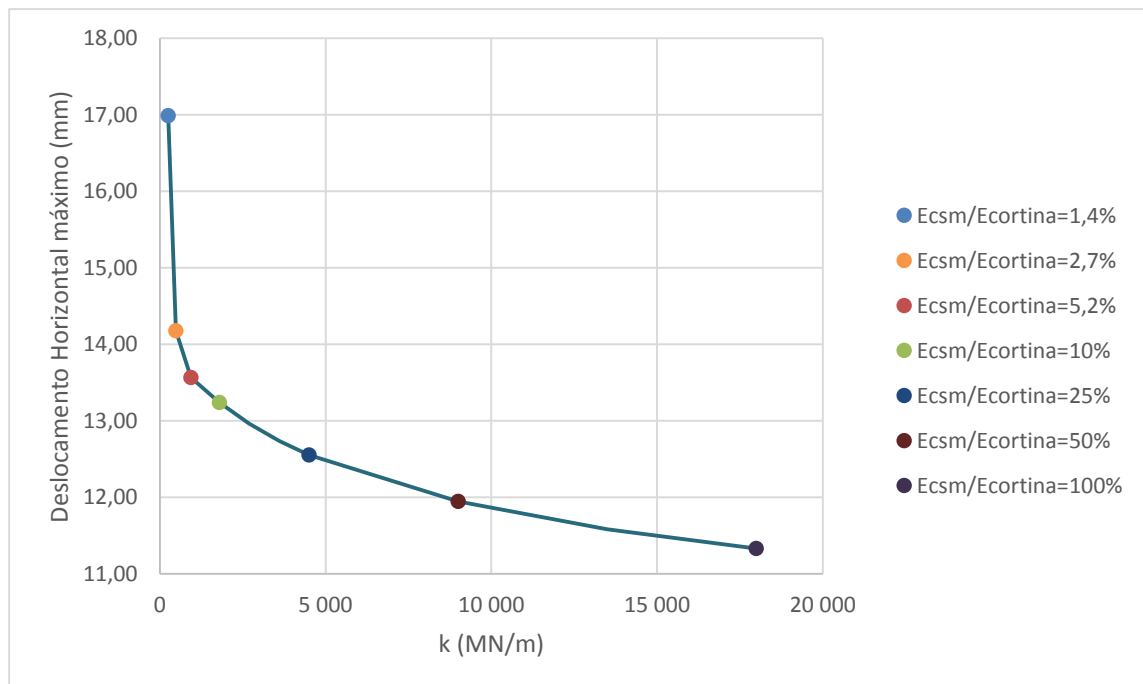


Figura 4.6 - Deslocamento horizontal máximo da parede em função da rigidez dos painéis de CSM, com pré-esforço aplicado nas escoras (pré-esforço igual a 0,9I₀).

A Figura 4.7 apresenta o momento positivo máximo de cada análise efetuada em função da rigidez dos painéis de CSM e a Figura 4.8 o momento negativo máximo em função da rigidez. Foi mantida a escala no eixo das ordenadas para se tornar clara a diferença de momentos fletores gerados.

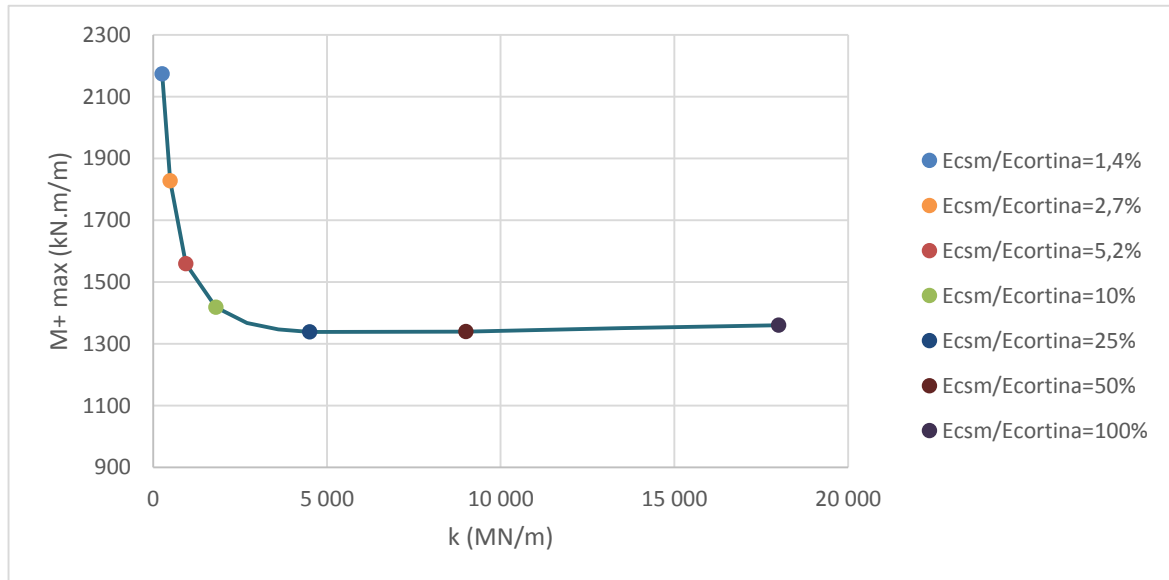


Figura 4.7 – Momento fletor positivo máximo em função da rigidez dos painéis de CSM, com pré-esforço aplicado nas escoras (pré-esforço igual a $0,9I_0$).

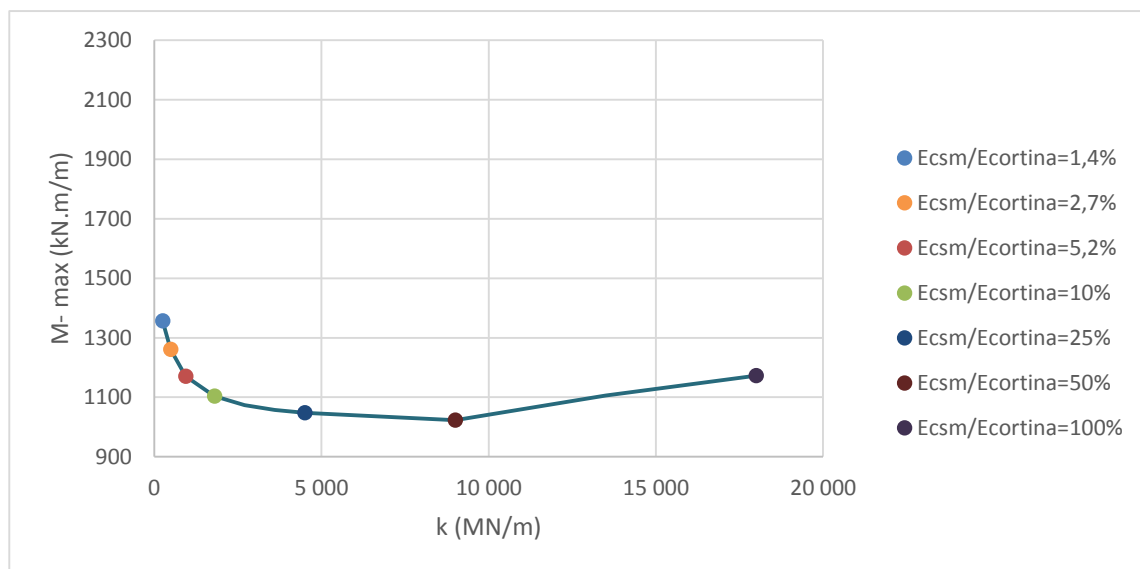


Figura 4.8 - Momento fletor negativo máximo em função da rigidez dos painéis de CSM, com pré-esforço aplicado nas escoras (pré-esforço igual a $0,9I_0$).

Após a apresentação das últimas três figuras, fica mais evidente o que foi mencionado anteriormente: deslocamentos tanto maiores quanto mais reduzidas forem as propriedades de rigidez dos painéis de CSM. O mesmo comportamento pode ser observado para o máximo momento positivo, assistindo-se até uma manutenção do valor do momento positivo máximo para valores de rigidez maiores. A curva respeitante ao máximo momento negativo em função da rigidez é ligeiramente diferente da anterior. A tendência de manutenção do valor do momento máximo para valores de rigidez maiores desaparece, observando-se um aumento para a análise com o valor mais alto do módulo de elasticidade. Tal facto deve-se à rigidez elevada dos painéis que permanecem na zona abaixo da base de escavação, que geram momentos elevados por encastrarem a parede quando carregada lateralmente pelo solo. Pode-se observar inclusive na Figura 4.3 que a partir dos 30 m de profundidade (profundidade máxima dos painéis de CSM), a deformada da parede tende a ser diferente devido à inexistência de suporte garantido pelos painéis de CSM a partir dessa profundidade.

Foi simulada igualmente a escavação sem pré-esforço aplicado nas escoras. Apenas serão apresentados diagramas síntese da modelação efetuada, sendo apresentados os restantes diagramas no Anexo 4.1. A Figura 4.9 representa o deslocamento horizontal máximo em função da rigidez dos painéis, a Figura 4.10 o momento fletor positivo máximo em função da rigidez e a Figura 4.11 a mesma relação para o momento fletor negativo máximo.

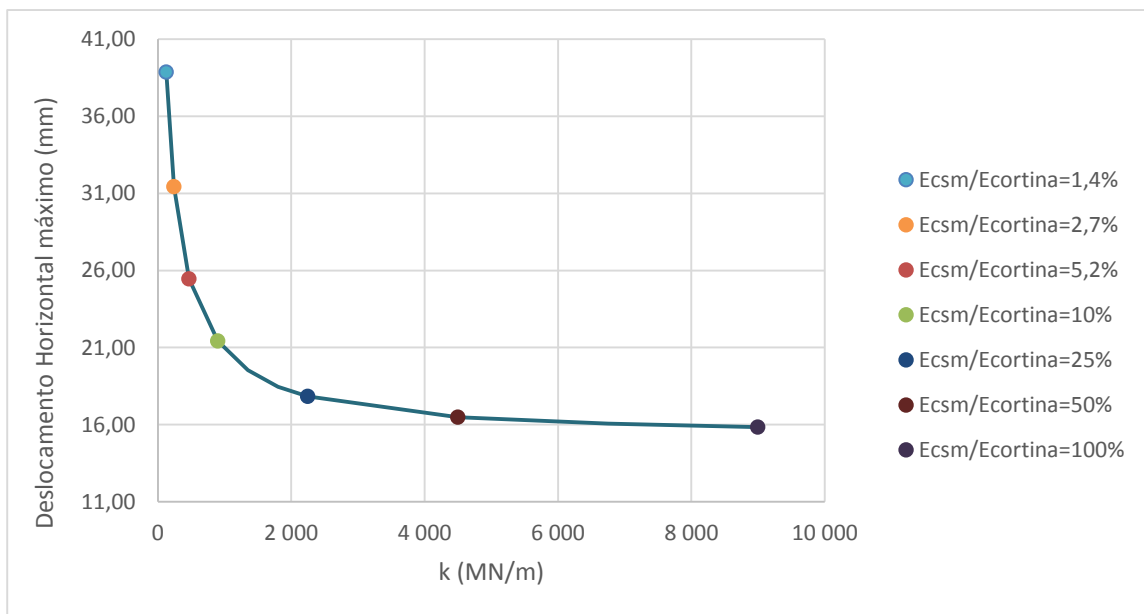


Figura 4.9 - Deslocamento horizontal máximo da parede em função da rigidez dos painéis de CSM, sem pré-esforço aplicado nas escoras.

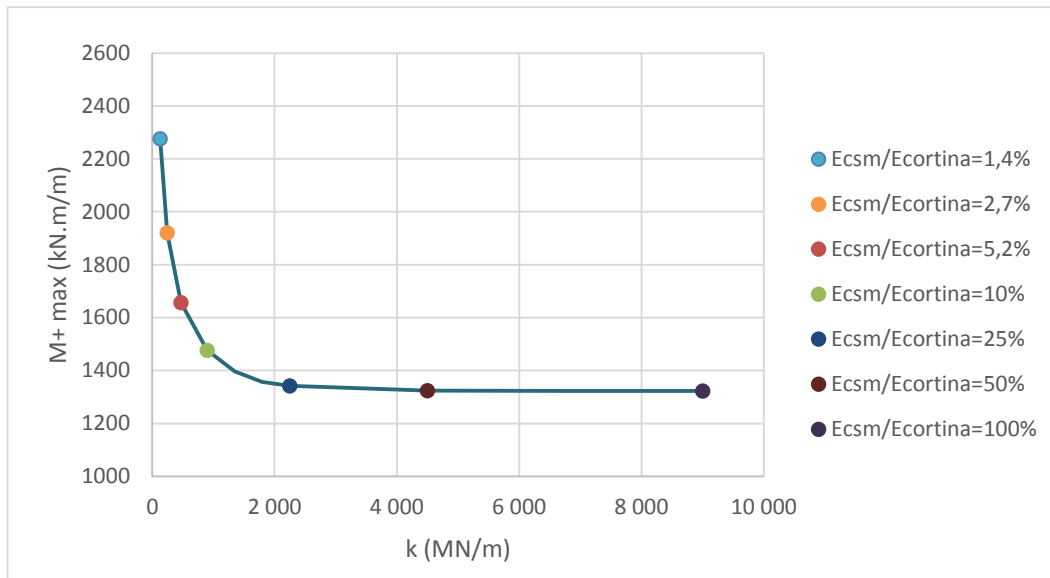


Figura 4.10 - Momento fletor positivo máximo em função da rigidez dos painéis de CSM, sem pré-esforço aplicado nas escoras.

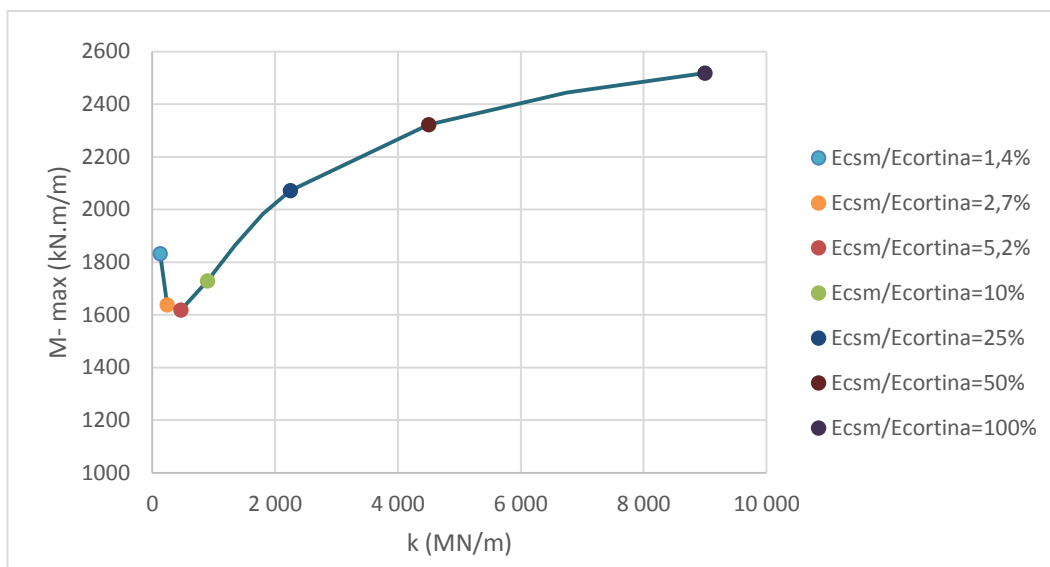


Figura 4.11 - Momento fletor negativo máximo em função da rigidez dos painéis de CSM, sem pré-esforço aplicado nas escoras.

Como seria de esperar, sem pré-esforço aplicado os deslocamentos são superiores aos observados na análise com pré-esforço aplicado. O aumento de rigidez continua a produzir uma redução nos deslocamentos observados. Observando a Figura 4.11, repara-se no progressivo aumento do momento fletor máximo com o aumento da rigidez, a partir da percentagem de 10%. Tal facto deve-se à rigidez elevada dos painéis que permanecem na zona abaixo da base de escavação, que geram momentos

elevados, como foi referido anteriormente. Para este caso os momentos são agravados pela inexistência de pré-esforço que gera maiores deslocamentos e causa uma curvatura acentuada da cortina.

De seguida serão apresentados os resultados obtidos para a variação do módulo de elasticidade para a “laje” de *jet grouting*. Os valores adotados são os apresentados na Tabela 4.4. A Figura 4.12 representa deslocamentos horizontais da parede de contenção com a aplicação da “laje” de *jet grouting* com escoras pré-esforçadas.

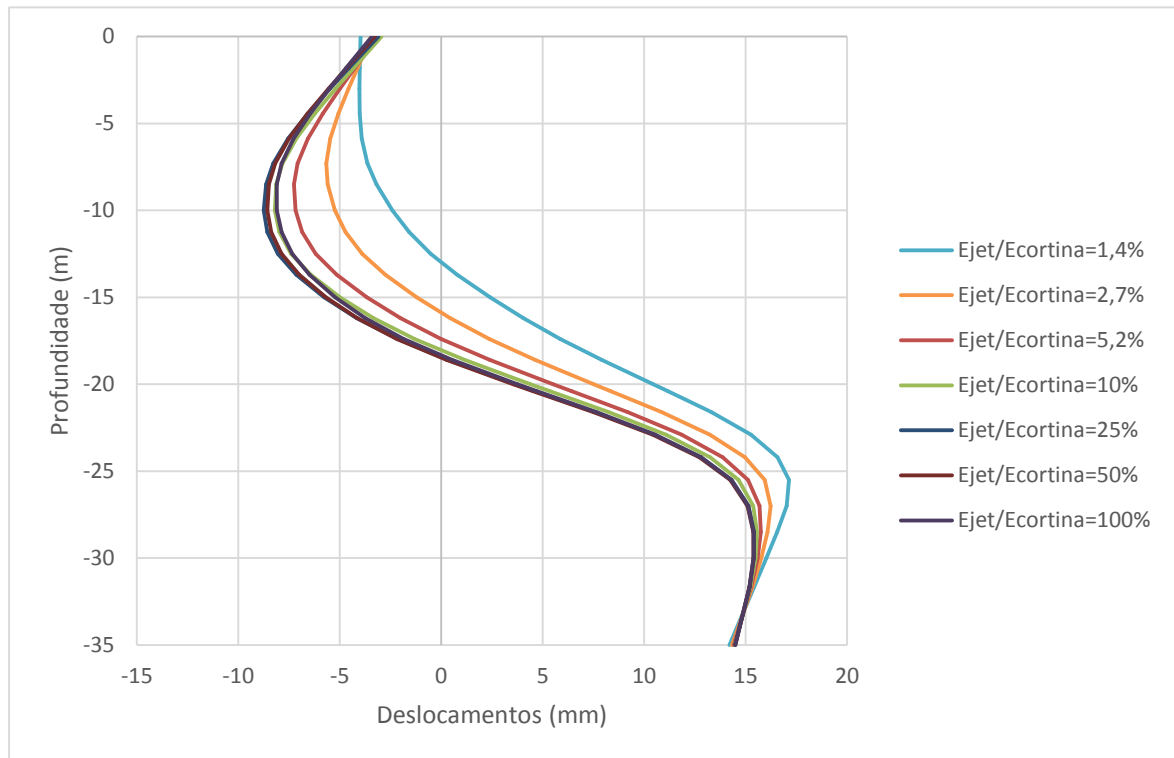


Figura 4.12 - Deslocamentos horizontais da parede moldada no final da escavação para os cálculos presentes na Tabela 4.4 para reforço através *jet grouting* (pré-esforço igual a $0,9I_0$).

Mais uma vez, os deslocamentos são tanto maiores quanto mais reduzidas são as propriedades de rigidez da massa de solo reforçado. Quando se tomam valores para o módulo de elasticidade superiores a 10% do módulo de elasticidade da cortina, os deslocamentos obtidos são praticamente coincidentes, ou seja, mesmo com o sucessivo aumento de rigidez, não se atingem melhorias na minimização de deslocamentos.

A Figura 4.13 representa a envolvente de momentos fletores para as análises efetuadas com o reforço do maciço a ser efetuado pela técnica de *jet grouting*.

Analisando a Figura 4.13 repara-se, uma vez mais, nos valores coincidentes das análises com módulos de elasticidade mais elevados. De notar também que os valores máximos de momentos fletores se verificam igualmente para as análises com módulos de elasticidade mais elevados.

Quanto aos assentamentos à superfície, conforme mostra a Figura 4.14, assiste-se a menores deslocamentos verticais à medida que a rigidez da massa de *jet grouting* aumenta. À semelhança dos deslocamentos horizontais da parede, a diferença de deslocamentos entre análises com rigidez elevada vai ficando cada vez mais estreita.

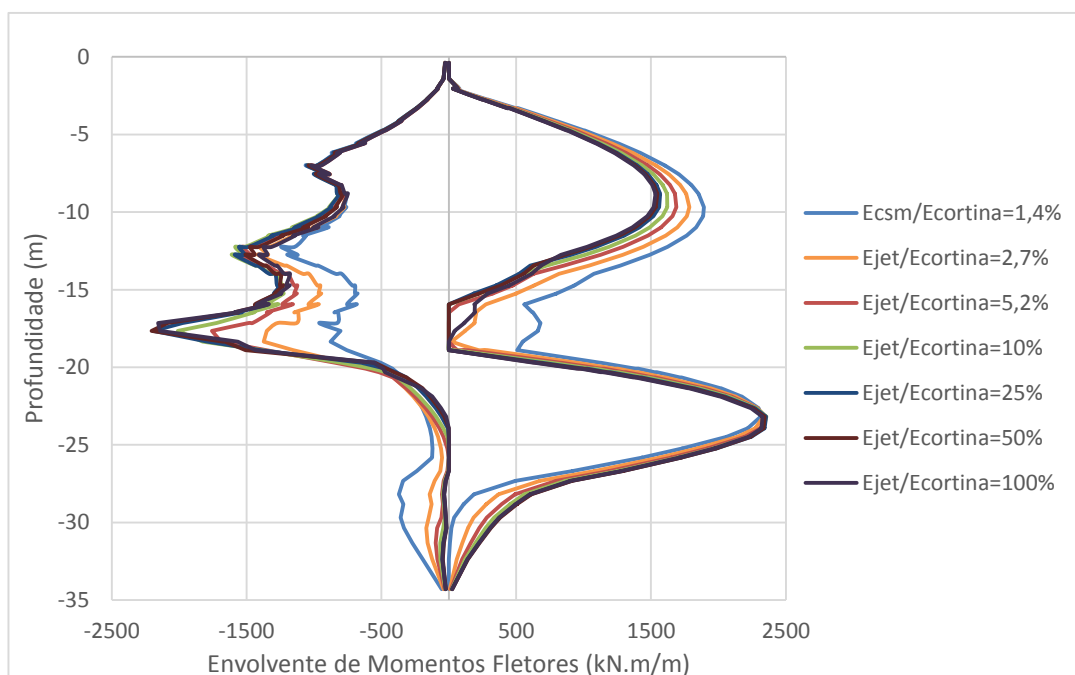


Figura 4.13 - Envolvente de momentos fletores da parede moldada para os cálculos presentes na Tabela 4.4 para reforço através *jet grouting* (pré-esforço igual a $0,9I_0$).

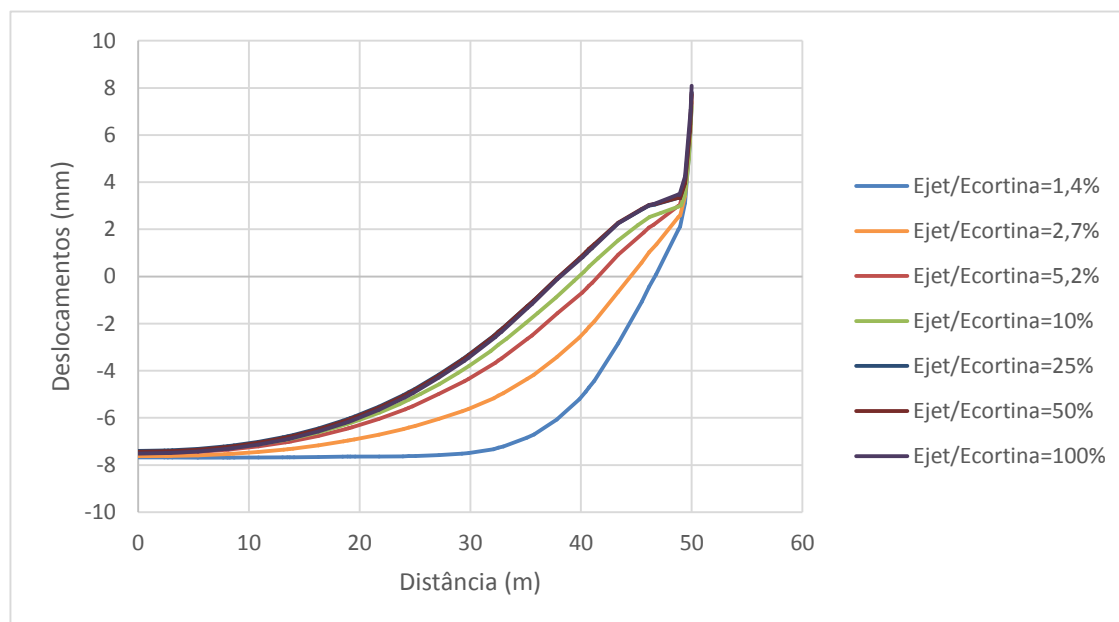


Figura 4.14 - Deslocamentos verticais à superfície no final da escavação para os cálculos presentes na Tabela 4.4 para reforço através *jet grouting* (pré-esforço igual a $0,9I_0$).

Pela análise da Figura 4.12, verifica-se que os deslocamentos máximos para as várias análises são cada vez mais próximos entre si, com o aumento da rigidez. A Figura 4.15 confirma o que foi mencionado,

mostrando inclusivamente que a minimização de deslocamentos cessa quando o módulo de elasticidade da parede atinge cerca de 7,5 GPa (25% do módulo de elasticidade da parede moldada).

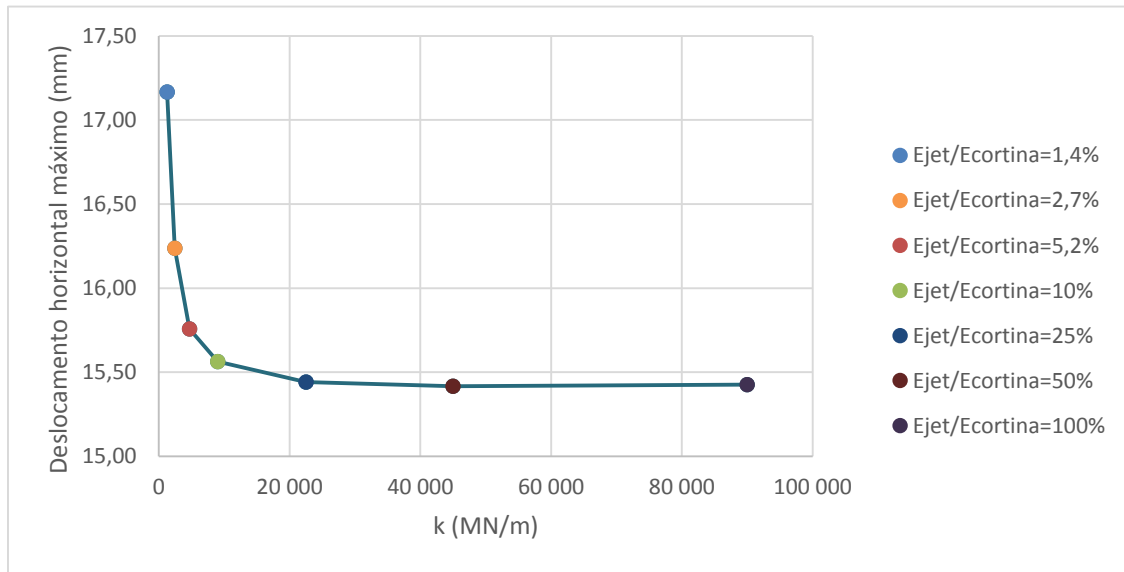


Figura 4.15 - Deslocamento horizontal máximo da parede em função da rigidez da "laje" de *jet grouting*, com pré-esforço aplicado nas escoras (pré-esforço igual a 0,9I₀).

A Figura 4.16 apresenta o momento positivo máximo em função da rigidez. Chama-se a atenção que os valores de momentos são muito próximos entre si, tendo-se modificado a escala as ordenadas para se perceber a evolução com maior nitidez.

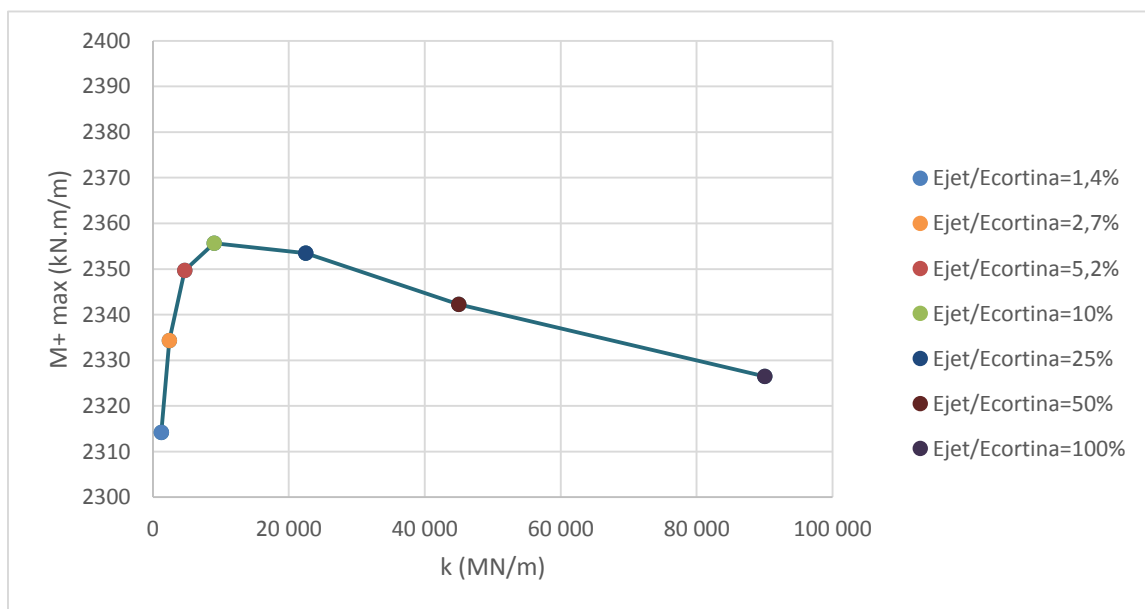


Figura 4.16 - Momento fletor positivo máximo em função da rigidez da "laje" de *jet grouting*, com pré-esforço aplicado nas escoras (pré-esforço igual a 0,9I₀).

Quanto aos momentos negativos, conforme se ilustra na Figura 4.17, já se notam diferenças de maior ordem nos valores obtidos, assistindo-se a um “patamar” de valores de momentos fletores relativamente constantes a partir, mais uma vez, do valor de 7,5 GPa para o módulo de elasticidade.

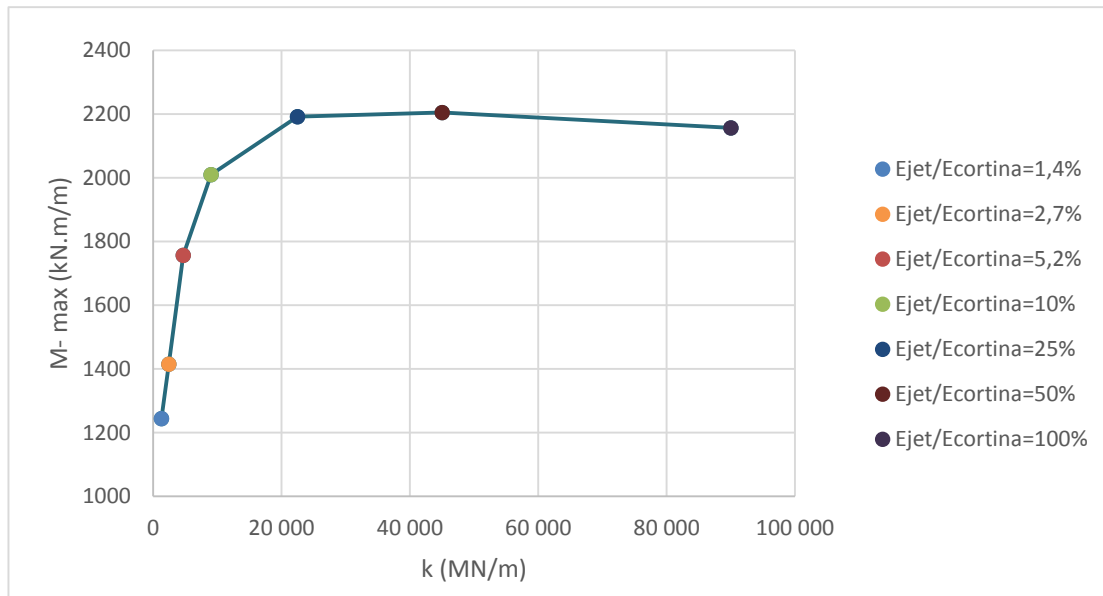


Figura 4.17 - Momento fletor negativo máximo em função da rigidez da "laje" de *jet grouting*, com pré-esforço aplicado nas escoras (pré-esforço igual a $0,9I_0$).

Para a simulação da escavação com reforço através da técnica de *jet grouting* sem pré-esforço aplicado nas escoras, apenas serão apresentados diagramas síntese da modelação efetuada, sendo expostos os restantes diagramas no Anexo 4.1.

A Figura 4.18 representa o deslocamento horizontal máximo em função da rigidez dos painéis, a Figura 4.19 o momento fletor positivo máximo em função da rigidez e a Figura 4.20 a mesma relação para o momento fletor negativo máximo.

Verifica-se que sem pré-esforço aplicado os deslocamentos são superiores aos observados na análise com pré-esforço aplicado. Para os deslocamentos máximos em função da rigidez (Figura 4.18), observa-se que o deslocamento máximo tende a aumentar, a partir de uma determinada altura. Este efeito é explicado pela influência do topo da parede, que tende a aproximar-se da zona escavada, com o progressivo aumento da rigidez da massa de *jet grouting*. Observando a Figura 4.19, repara-se na diminuição do momento fletor máximo com o aumento da rigidez, até que se atinge um “patamar”, sendo os valores constantes a partir daí. Dos momentos negativos assiste-se a um aumento dos momentos fletores à medida que aumenta a rigidez da massa de *jet grouting*. O valor máximo situa-se perto de 4500 kN.m/m, que se trata de um valor alto. O valor do momento fletor negativo máximo para todas as análises situa-se na zona onde se colocou a “laje” de *jet grouting* e os valores elevados observados são justificados com a sua presença, que oferece resistência ao movimento da parede moldada, provocando esforços elevadíssimos.

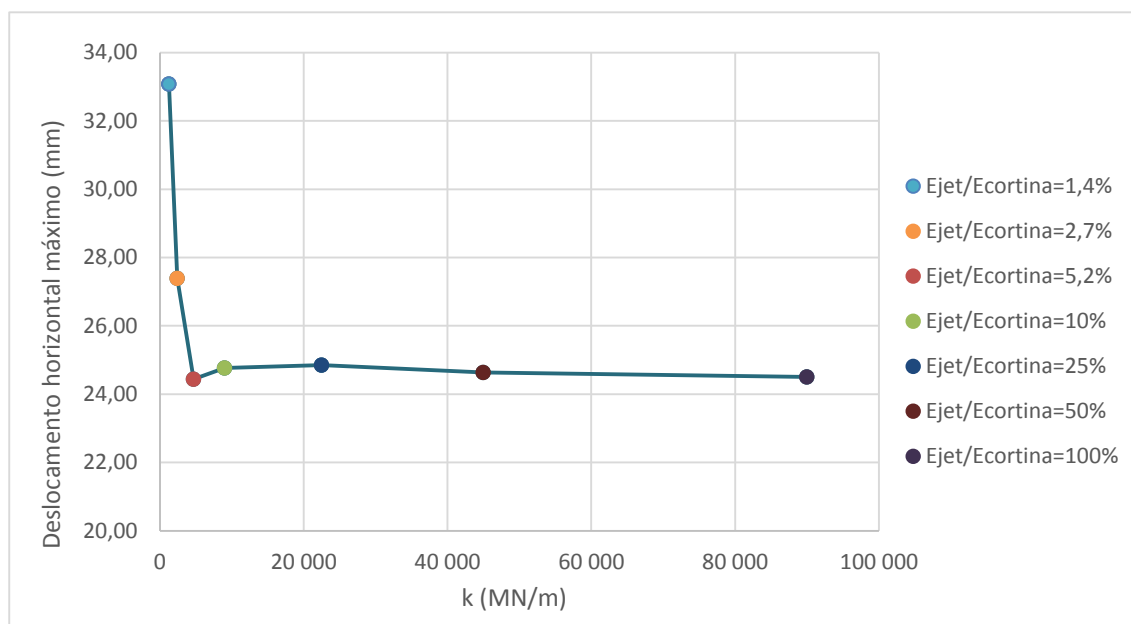


Figura 4.18 - Deslocamento horizontal máximo da parede em função da rigidez da "laje" de *jet grouting*, sem pré-esforço aplicado nas escoras.

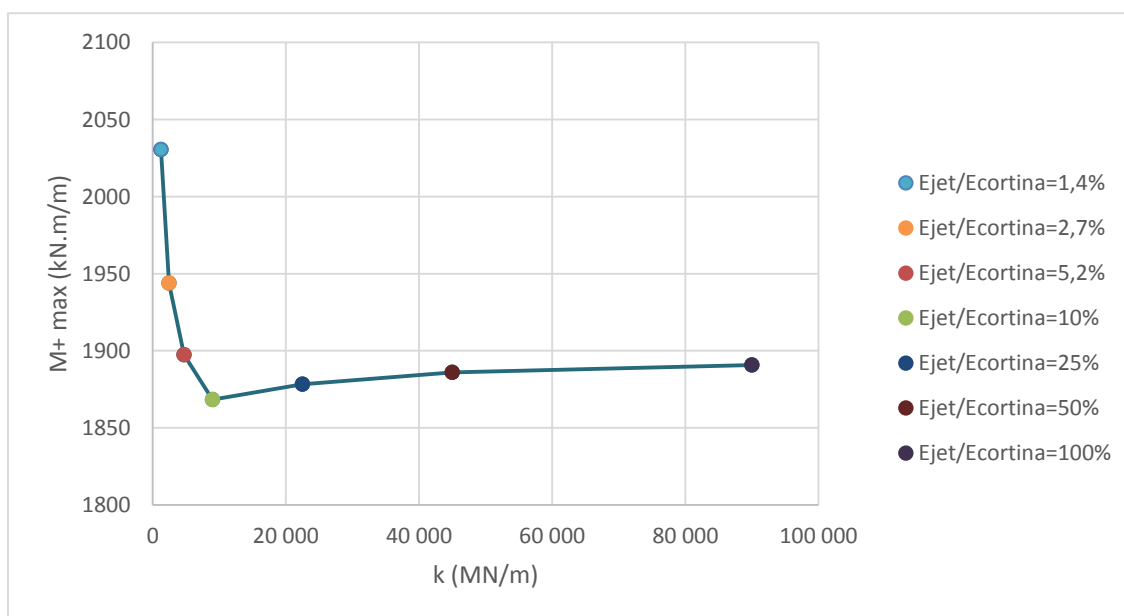


Figura 4.19 - Momento fletor positivo máximo em função da rigidez da "laje" de *jet grouting*, sem pré-esforço aplicado nas escoras.

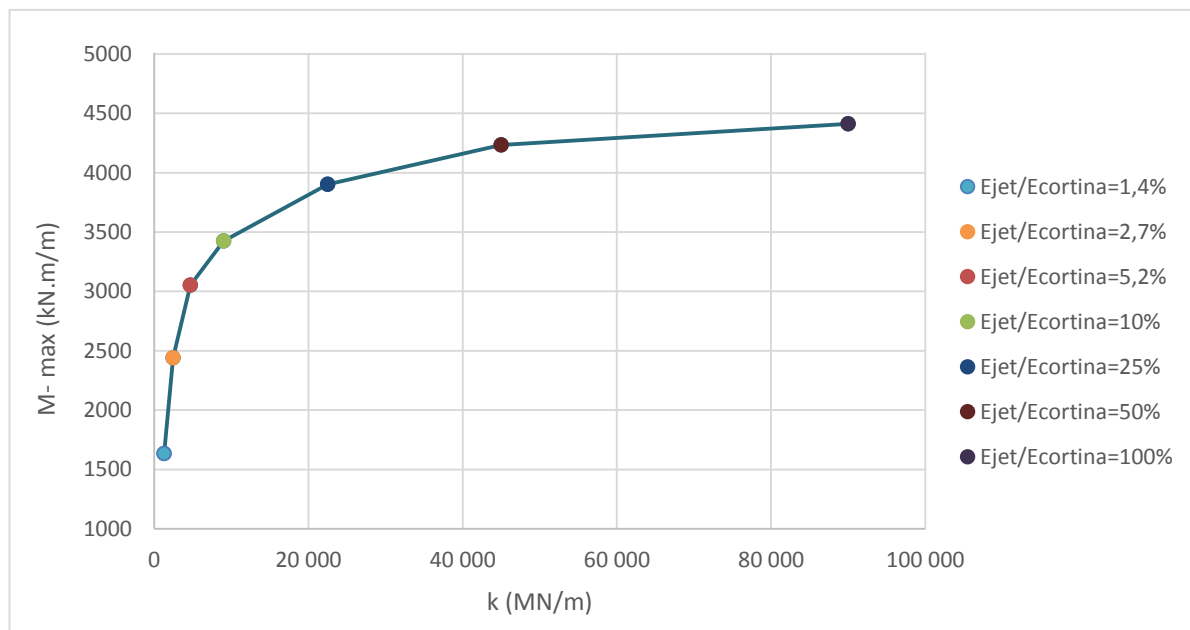


Figura 4.20 - Momento fletor negativo máximo em função da rigidez da "laje" de *jet grouting*, sem pré-esforço aplicado nas escoras.

4.4. INFLUÊNCIA DO COMPORTAMENTO NÃO-LINEAR DO REFORÇO

Nas modelações apresentadas anteriormente o maciço suportado foi modelado em regime elástico-perfeitamente plástico enquanto que os painéis de CSM e a "laje" de *jet grouting* foram modeladas em regime linear-elástico. Nesta secção foram realizadas modelações numéricas usando a massa de *jet grouting* e CSM no mesmo regime que o solo, ou seja, em regime elástico perfeitamente plástico. Esta análise não-linear do solo reforçado é pertinente pois os materiais normalmente utilizados na construção apresentam comportamentos lineares apenas para níveis de tensão baixos e, atendendo às características das ações, é normal a ocorrência de deformações no domínio plástico. As análises realizadas ajudam assim a compreender o comportamento das técnicas de reforço utilizados, contribuindo assim para uma análise estrutural mais completa.

A resistência à compressão do solo reforçado foi considerada igual a 3,5 MPa e o módulo de deformabilidade de 0,8 GPa. Atribuindo um comportamento elástico-perfeitamente plástico pelo critério de rotura de Tresca, o valor da resistência não drenada (c_u) foi considerado metade da resistência à compressão, isto é, $c_u=1,75$ MPa. O valor do peso volúmico manteve-se igual a 18 kN/m³. Realizaram-se mais análises onde se variou o valor do c_u , procurando-se uma diminuição progressiva deste parâmetro. Os valores adotados encontram-se na Tabela 4.5.

Para cada modelação onde se fez variar o c_u , também se variou o pré-esforço aplicado nas escoras havendo assim variantes desta modelação não-linear, com e sem pré-esforço aplicado. Os valores de pré-esforço são os enunciados na Tabela 3.1.

Tabela 4.5 - Valores adotados para a modelação numérica não-linear do solo reforçado.

Análise	γ (kN/m ³)	E_u (GPa)	c_u (kPa)
1	18	0,80	1750
2			875
3			437,5

Os resultados obtidos para a Análise 1 e Análise 2 são praticamente coincidentes em deslocamentos e momentos fletores gerados e, por isso, os resultados da Análise 2 não serão apresentados. Entende-se assim que o valor de c_u igual a 875 kPa não produz alterações de comportamento no solo em relação a um c_u de 1750 kPa assistindo-se a níveis de tensão idênticos nos dois casos e não ocorrendo por isso deformações no domínio plástico significativas para se assistir a diferenças entre as duas análises e entre a análise linear.

A Figura 4.21 representa os deslocamentos horizontais da cortina para a análise não-linear do *jet grouting* e a sua comparação com os deslocamentos obtidos na análise linear. Estão representados os resultados para escoras pré-esforçadas (pré-esforço igual a $0,9I_0$) e não pré-esforçadas. A partir da figura, pode-se verificar que os deslocamentos correspondentes à modelação Jet + pré-esforço coincidem com os deslocamentos da modelação Análise 1 + pré-esforço. A diferença de deslocamentos obtidos destas modelações para a modelação Análise 3 + pré-esforço é muito reduzida. Estes resultados sugerem que a “laje” de *jet grouting* não entra em regime plástico quando utilizado um c_u de 1750 kPa e consequentemente 875 kPa. Os deslocamentos observados para a Análise 3 + pré-esforço sugerem que a “laje” de *jet grouting* atingiu o regime plástico mas as deformações plásticas observadas não são relevantes. O mesmo fenómeno pode ser observado para os resultados obtidos das escoras sem pré-esforço aplicado. Os deslocamentos correspondentes à análise linear da massa de *jet grouting*, ou seja, a análise Jet sem pré-esforço, são coincidentes com os deslocamentos da Análise 1 sem pré-esforço e consequentemente para a Análise 2 sem pré-esforço, esta última não representada pelas razões supracitadas. Da Análise 3 sem pré-esforço para a Análise 1 sem pré-esforço não se denotam diferenças significativas. Mais uma vez e para este caso, a massa de *jet grouting* atingiu um regime plástico em alguns pontos mas não se geraram tensões suficientes para provocar deslocamentos plásticos relevantes.

Na Figura 4.22 está representada a envolvente de momentos fletores para a análise não-linear do solo reforçado por *jet grouting*. Uma vez que existem deslocamentos horizontais que são coincidentes nos casos relatados acima, não está representado o caso Análise 1 + pré-esforço e Análise 1 sem pré-esforço já que, como não existem diferenças nos deslocamentos, os momentos fletores gerados também não sofrem alterações. Mesmo optando pela não representação da Análise 1, é facilmente observável que não há grandes variações nos momentos fletores das análises restantes, comparativamente com os casos onde a massa de *jet grouting* foi modelado como linear elástico. Para se realçar melhor os efeitos da análise não-linear, a Figura 4.23 representa a plastificação da “laje” de *jet grouting* nas análises efetuadas.

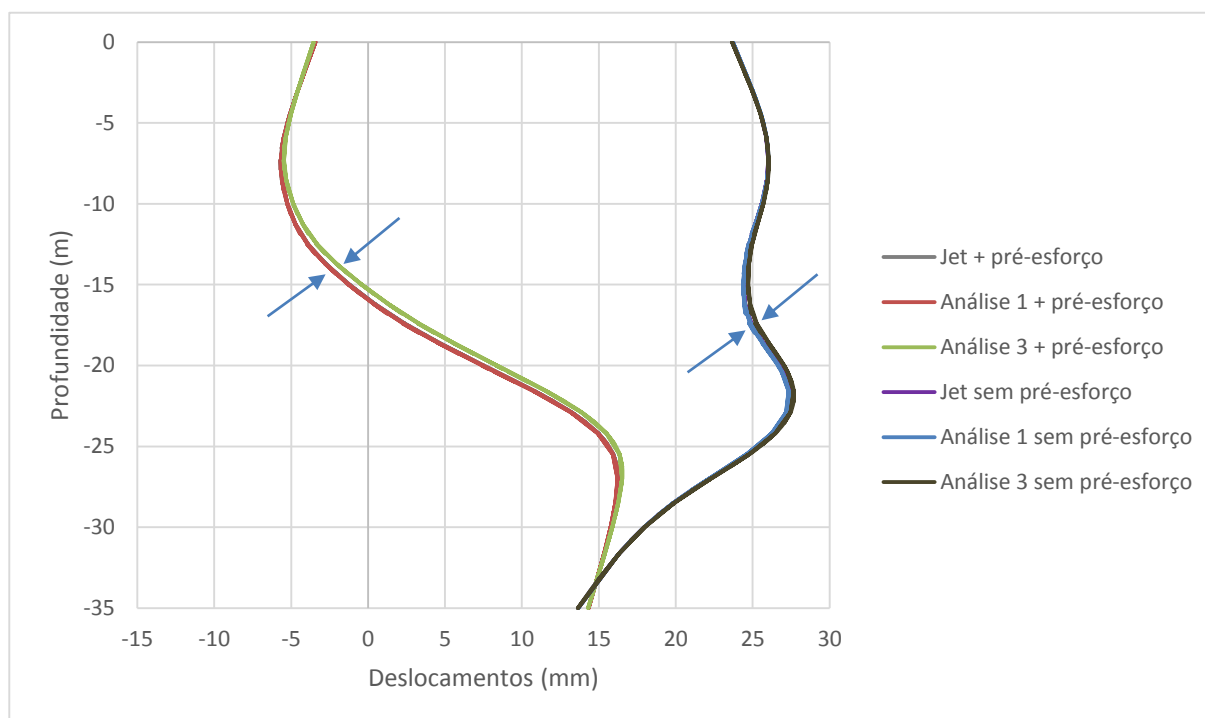


Figura 4.21 - Deslocamentos horizontais da parede para a análise não-linear de *jet grouting*

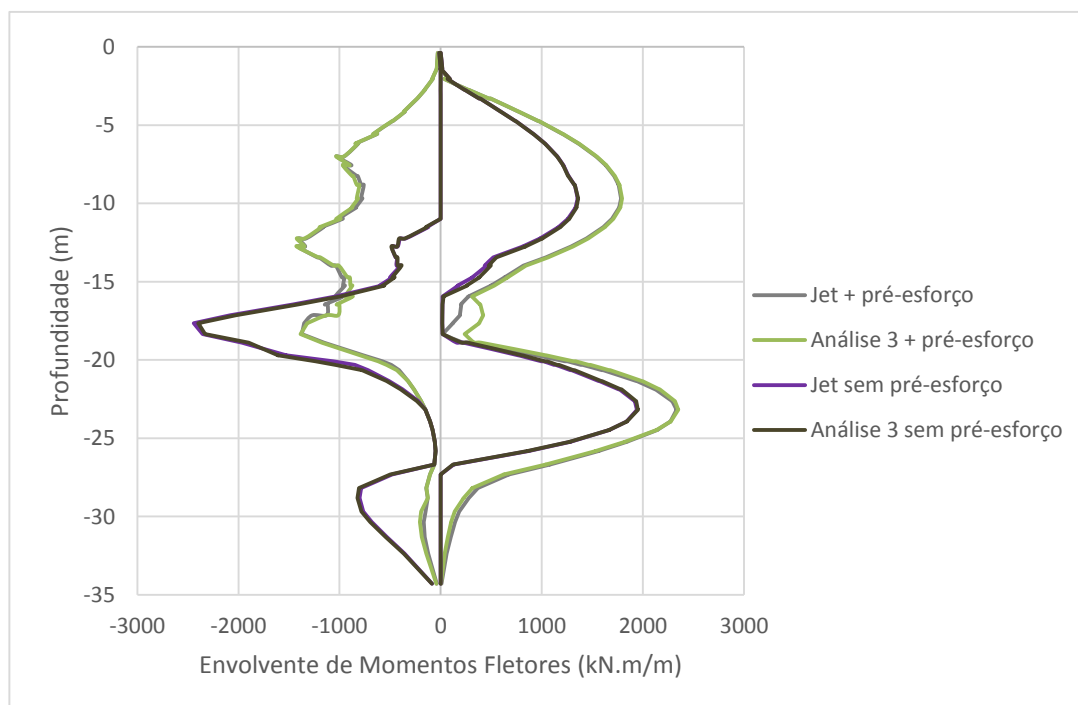


Figura 4.22 - Envoltório de momentos fletores da parede para a análise não-linear de *jet grouting*.

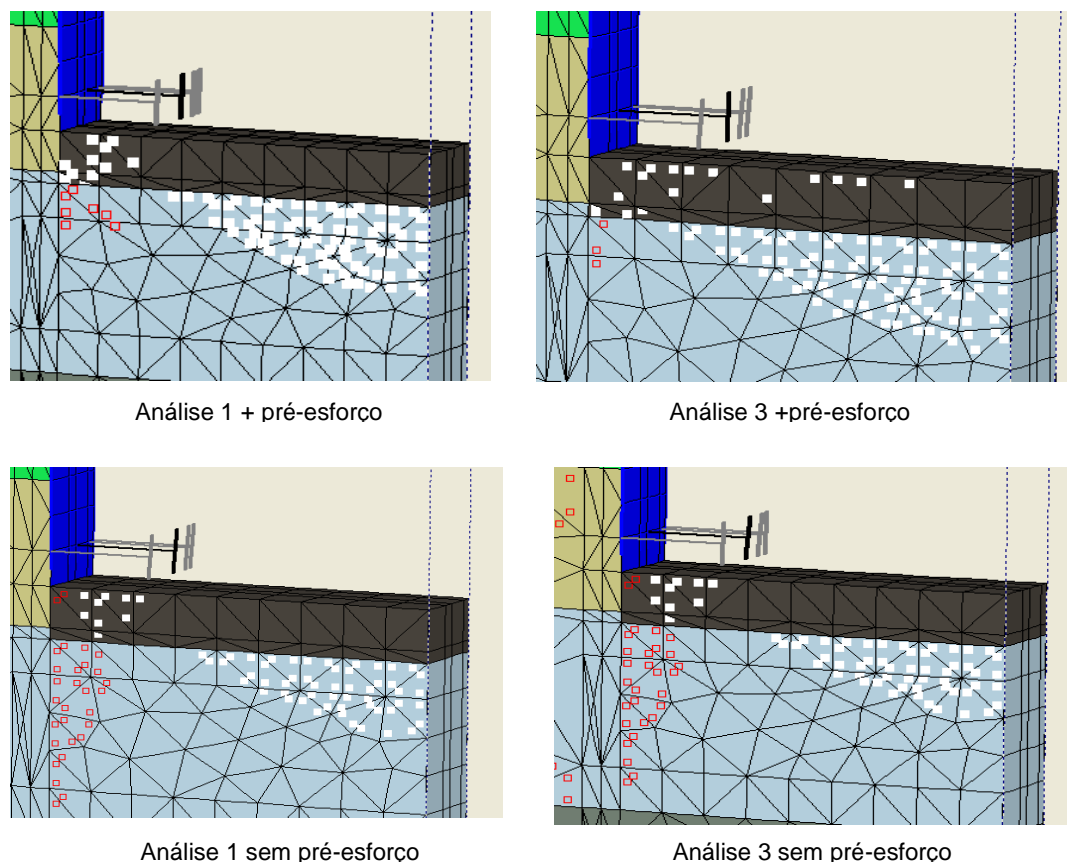


Figura 4.23 - Plastificação da “laje” para as várias análises efetuadas, na fase anterior à escavação do *jet grouting*.

Na Figura 4.23, os pontos a vermelho indicam a plastificação de acordo com o critério de Tresca. Foi definida no programa PLAXIS® 3D a opção “*Tension cut off*” que assinala a cor branca os locais da “laje” de *jet grouting* em que é atingida tensão de compressão nula. Em determinados casos e para certas zonas da “laje”, a presença destes pontos pode significar a abertura de fissuras do material tratado.

Analisando a plastificação da “laje” para o caso com pré-esforço aplicado nas escoras, pode observar-se, da Análise 1 para a Análise 3, o aumento dos pontos de tensão de compressão nula ao longo da “laje”, mas desse aumento não resultam em diferenças significativas nos deslocamentos horizontais da cortina. Para os casos modelados sem pré-esforço aplicado nas escoras, não há diferenças significativas da Análise 1 para a Análise 3. Já são observáveis pontos de plastificação na “laje” bem como no solo em redor da mesma. Existem locais onde a tensão de compressão é nula, idênticos nas duas análises. Apresentando assim pontos de plastificação similares, percebe-se melhor o porquê da diferença de deslocamentos ser muito estreita nestas duas análises sem pré-esforço.

A Figura 4.24 representa os deslocamentos horizontais da cortina para a análise não-linear dos painéis de CSM e a sua comparação com os deslocamentos obtidos na análise linear. Estão representados igualmente os resultados para escoras pré-esforçadas e não pré-esforçadas. Para o caso dos painéis de CSM, existem variações significativas nos deslocamentos à medida que se diminui o valor de c_u . Analisando os casos modelados com pré-esforço nas escoras, é de salientar que os resultados da Análise

1 + pré-esforço são praticamente coincidentes com a análise linear dos painéis de CSM. Diferenças surgem na Análise 3 + pré-esforço onde o deslocamento máximo é cerca 14% maior que o deslocamento máximo da análise linear do solo com CSM (CSM + pré-esforço). As grandes diferenças surgem quando não se aplica pré-esforço nas escoras. Os resultados da Análise 1 sem pré-esforço sugerem deformações plásticas interessantes mas não variando significativamente em relação aos deslocamentos no caso CSM sem pré-esforço. As deformações plásticas são mais relevantes para a Análise 3 sem pré-esforço, onde se assiste a um aumento de cerca de 20% do deslocamento máximo, em relação com a modelação com os painéis de CSM em regime linear elástico.

Na Figura 4.25 está representada a envolvente de momentos fletores para os casos onde foi aplicado pré-esforço nas escoras (pré-esforço igual a $0,9I_0$). Optou-se por representar separadamente os resultados de momentos fletores para as análises com pré-esforço e sem pré-esforço para serem perceptíveis as variações ao longo das várias análises. À semelhança do que se observou para os deslocamentos horizontais, a análise CSM + pré-esforço não apresenta diferenças significativas em relação à Análise 1 + pré-esforço, já que os momentos máximos para as duas análises são similares. A Análise 3 + pré-esforço apresenta os maiores desvios em relação à análise com linear-elástica, principalmente no momento positivo máximo. Os momentos máximos negativos são idênticos em todas as análises representadas.

Para os momentos fletores resultantes das análises sem pré-esforço, representados na Figura 4.26, observam-se valores idênticos, em semelhança ao observado nos deslocamentos horizontais, nas análises CSM sem pré-esforço e Análise 1 sem pré-esforço. Relativamente à Análise 3 sem pré-esforço, observa-se um distanciamento de valores, como seria de esperar, em relação à análise linear de CSM. Os momentos negativos não sofrem grandes alterações, assistindo-se a um aumento considerável dos momentos positivos.

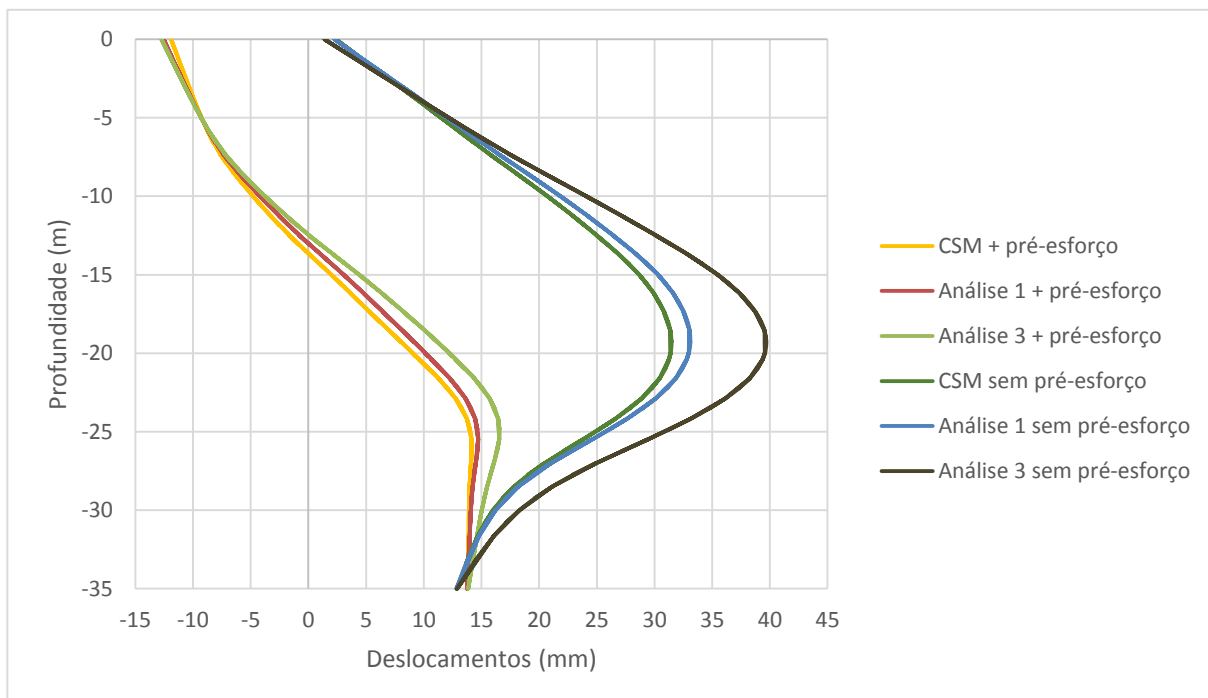


Figura 4.24 - Deslocamentos horizontais da parede para a análise não-linear de CSM.

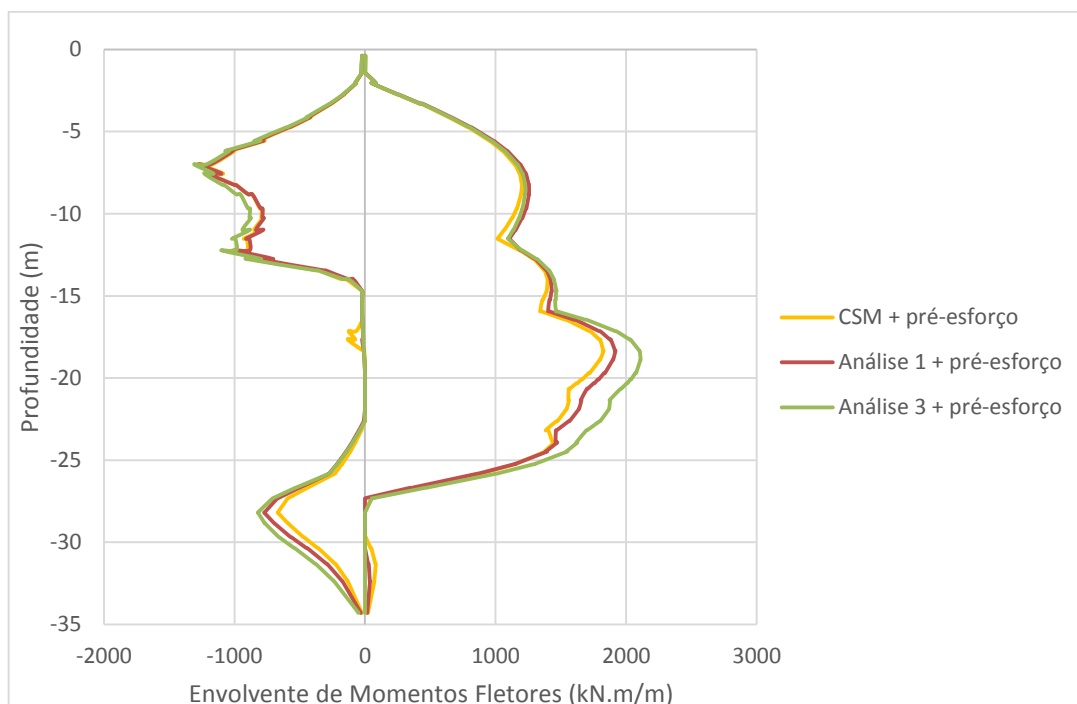


Figura 4.25 - Envolvente de momentos fletores da parede para a análise não-linear de CSM com pré-esforço (pré-esforço igual a $0,9I_0$).

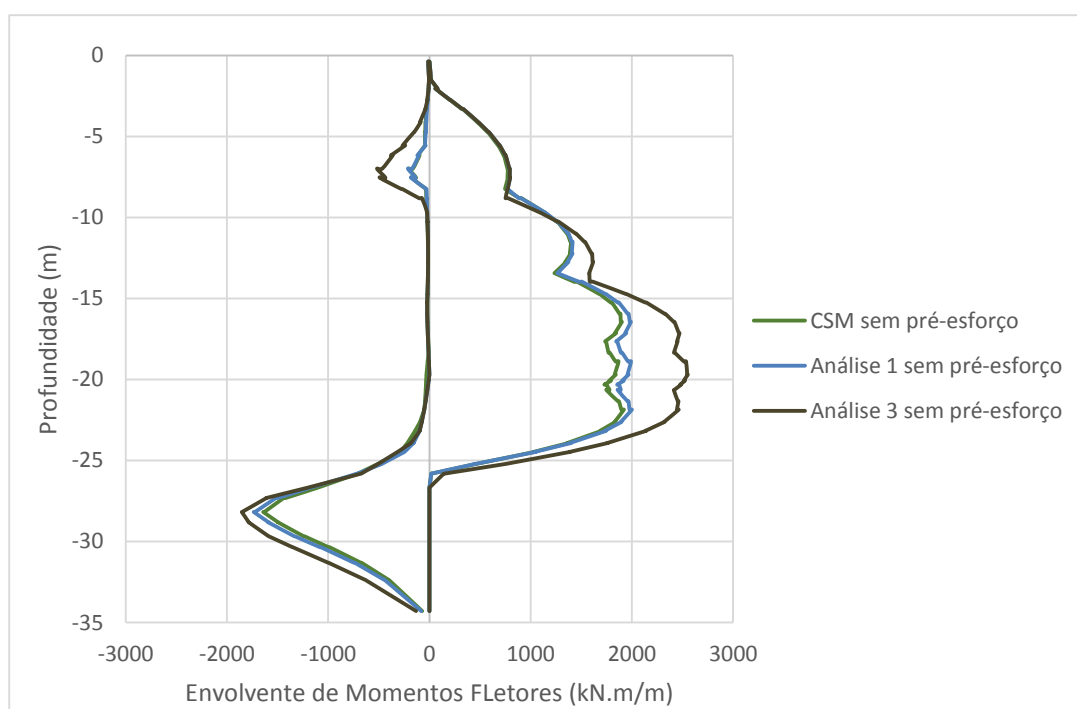


Figura 4.26 - Envolvente de momentos fletores da parede para a análise não-linear de CSM sem pré-esforço.

A Figura 4.27 ilustra as zonas plastificadas nos painéis de CSM para as análises não lineares realizadas. Analisando a plastificação dos painéis de CSM, denota-se que existem pontos de tensão de compressão nula (pontos brancos) em número superior aos encontrados na “laje” de *jet grouting*, bem como pontos de plastificação (a vermelho). Da Análise 1 + pré-esforço para a Análise 3 + pré-esforço observa-se o aumento dos pontos de plastificação segundo o critério de Mohr-Coulomb o que, uma vez que se baixou a resistência, entra em concordância com os resultados apresentados anteriormente, em que se assistiu a deformações maiores à medida que se diminuiu o valor de c_u . O mesmo fenómeno é verificado para a Análise 1 sem pré-esforço e Análise 3 sem pré-esforço só que, com maiores tensões geradas, que implicam maiores deformações plásticas devido, sobretudo, à inexistência de pré-esforço que não compensou os movimentos do solo ao longo das várias fases de escavação.

Os painéis de CSM sofreram maiores plastificações e consequentemente deformações maiores que o *jet grouting*. Embora para esta escavação a percentagem de solo escavado com tratamento seja muito idêntica, os painéis de CSM exibiram um comportamento pior que o *jet grouting* perante uma análise não-linear. As plastificações do material resultaram de um contacto mais pontual dos painéis de CSM, levando a tensões mais elevadas a atuar na massa de solo tratada e por isso se observaram deslocamentos e momentos gerados numa ordem de grandeza superior aos observados na análise com a “laje” de *jet grouting*, à medida que se baixou a resistência do solo tratado.

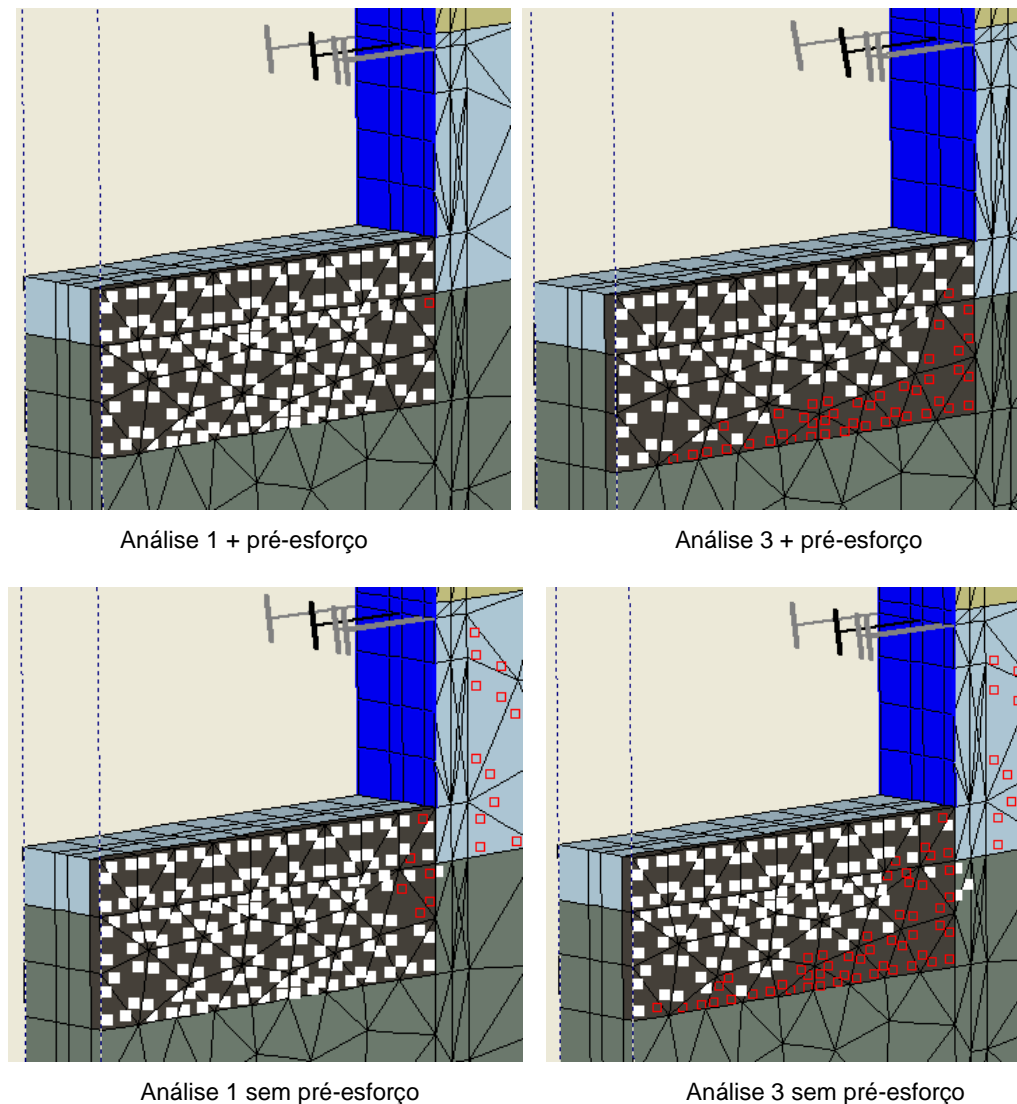


Figura 4.27 - Plastificação dos painéis de CSM para as várias análises efetuadas, na última fase da escavação.

4.5. ESTUDO DA PROFUNDIDADE DOS PAINÉIS

Nas modelações realizadas até ao momento, assumiu-se que os painéis de CSM atingem a profundidade de 30 m, penetrando assim 3 m no firme. A profundidade que os painéis alcançam é preponderante para o desempenho da escavação pois servem de suporte à parede em todas as fases da escavação e por isso a escolha da sua profundidade deve ser objeto de estudo. Para além do desempenho estrutural, também é preciso ter em conta o carácter económico do reforço de solo, pois quanto mais profundo for o reforço, mais caro se tornará. Nesta secção vai-se variar a profundidade de CSM até este atingir 25.5 m, que corresponde à profundidade da base da escavação, 26.5 m, 27 m, que corresponde à profundidade do firme, 28 m e por fim 30 m, a profundidade que se estabeleceu ser a profundidade para as modelações anteriormente realizadas. Consideraram-se análises com pré-esforço e sem pré-esforço aplicado nas escoras. O valor do pré-esforço aplicado é o enunciado na Tabela 3.1. A Figura 4.28 representa as várias profundidades modeladas.

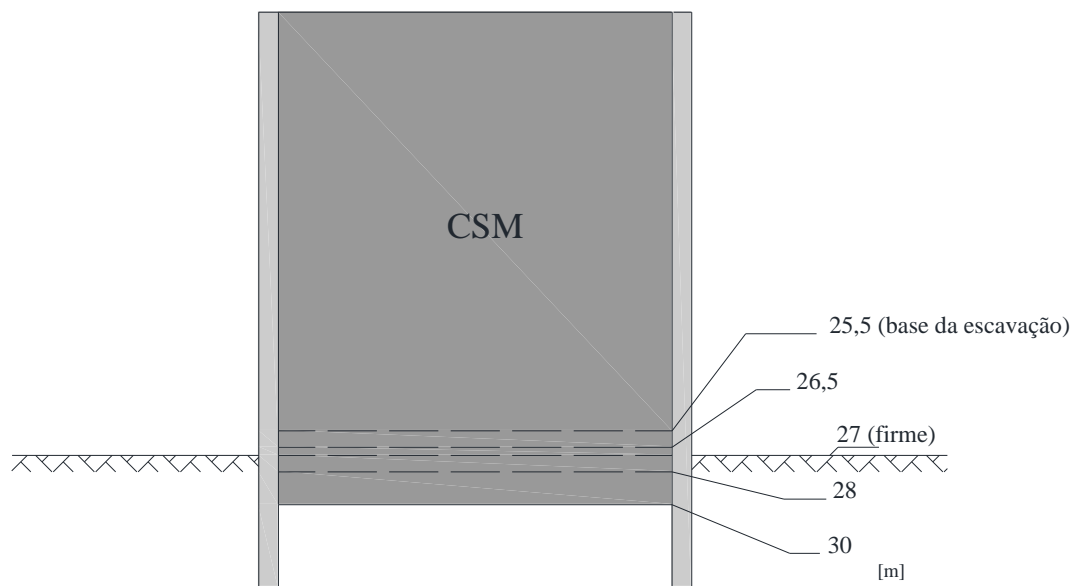


Figura 4.28 - Modelo esquemático das análises realizadas variando a profundidade dos painéis de CSM.

A Figura 4.29 representa os deslocamentos horizontais da parede, obtidos para as modelações realizadas com a aplicação de pré-esforço nas escoras. A Figura 4.30 os momentos fletores produzidos.

Analisando os deslocamentos horizontais da parede, constata-se que quanto maior for a profundidade dos painéis de CSM, menores são os deslocamentos observados. É compreensível que quanto maior for o volume de solo reforçado, melhor o maciço se comportará, levando a um melhor desempenho durante a escavação.

Apesar dos deslocamentos serem máximos quando a profundidade é mínima (entenda-se mínima como a menor profundidade modelada dos painéis de CSM), não existe um aumento significativo dos momentos fletores máximos. Existem diferenças na configuração dos diagramas de momentos mas o momento máximo positivo e momento máximo negativo são idênticos.

A Figura 4.31 mostra os deslocamentos horizontais da parede sem aplicação de pré-esforço nas escoras. A Figura 4.32 os momentos fletores gerados.

Mesmo sem a aplicação de pré-esforço, os resultados dos deslocamentos são equivalentes aos obtidos com a aplicação de pré-esforço, ou seja, observam-se maiores deslocamentos para menor profundidade atingida pelos painéis de CSM.

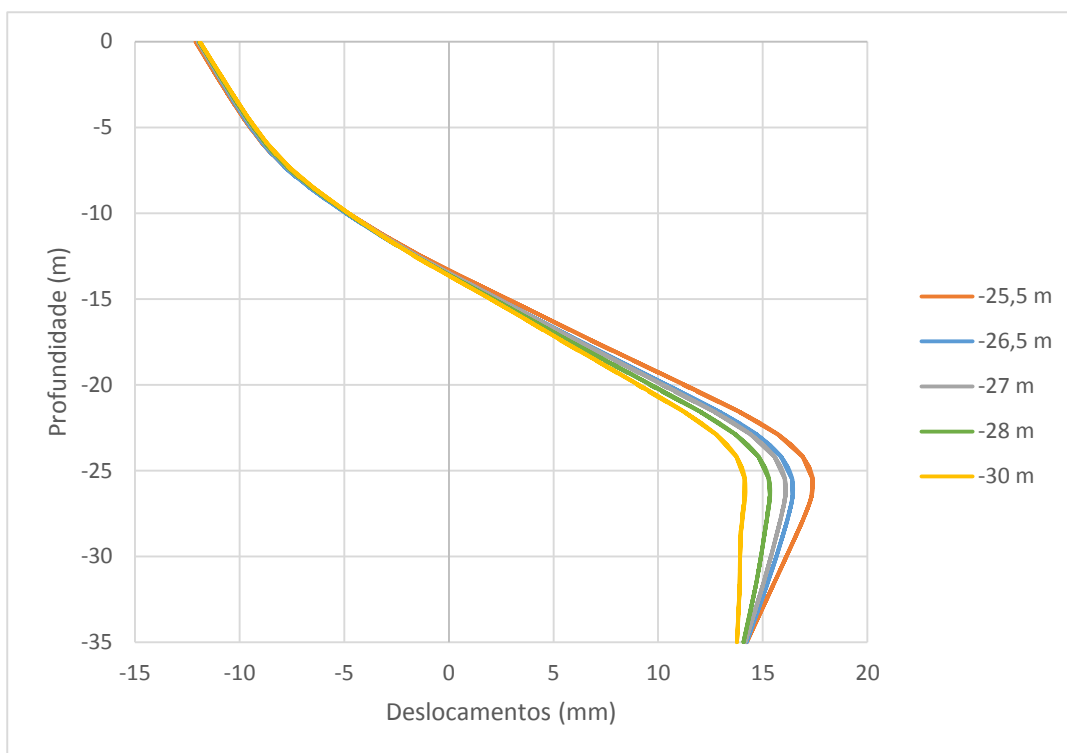


Figura 4.29 - Deslocamentos horizontais da parede variando a profundidade de CSM para a análise com pré-esforço aplicado (Pré-esforço igual a $0,9I_0$).

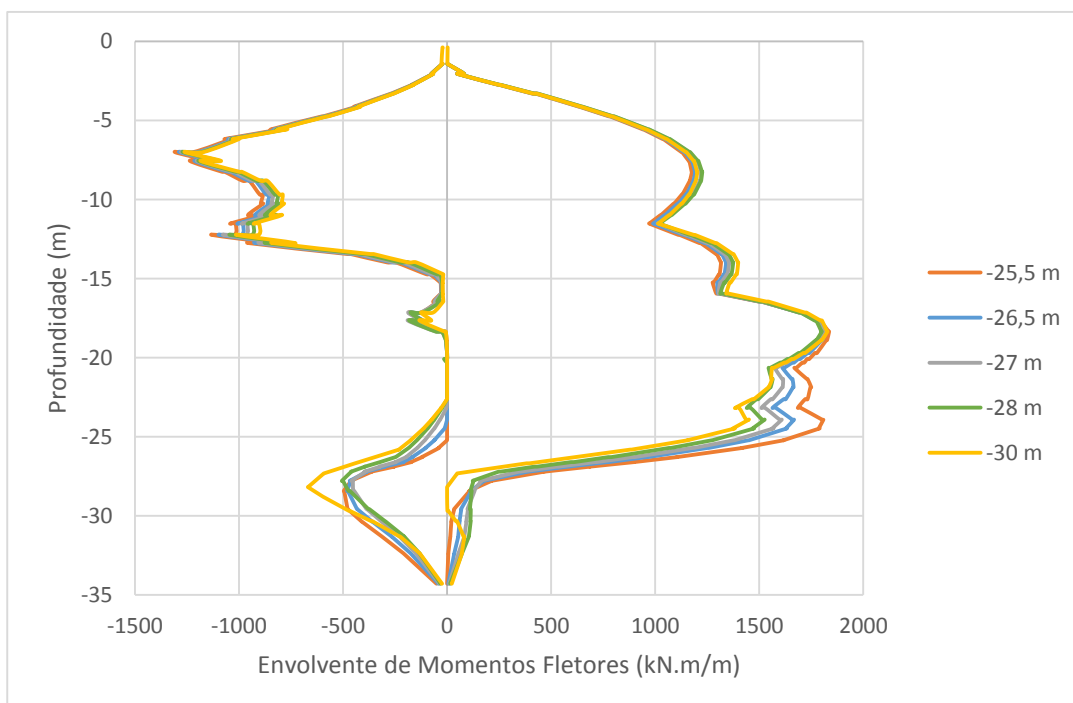


Figura 4.30 - Envoltório de momentos fletores na parede variando a profundidade de CSM para a análise com pré-esforço aplicado (Pré-esforço igual a $0,9I_0$).

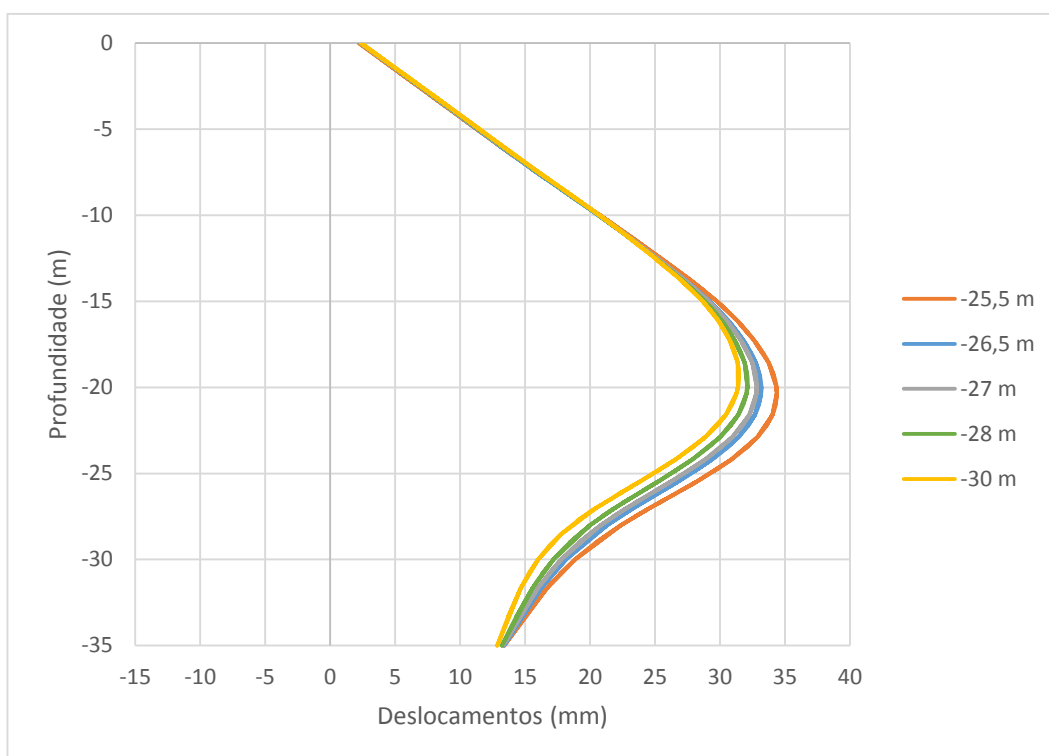


Figura 4.31 - Deslocamentos horizontais da parede variando a profundidade de CSM para a análise sem pré-esforço aplicado.

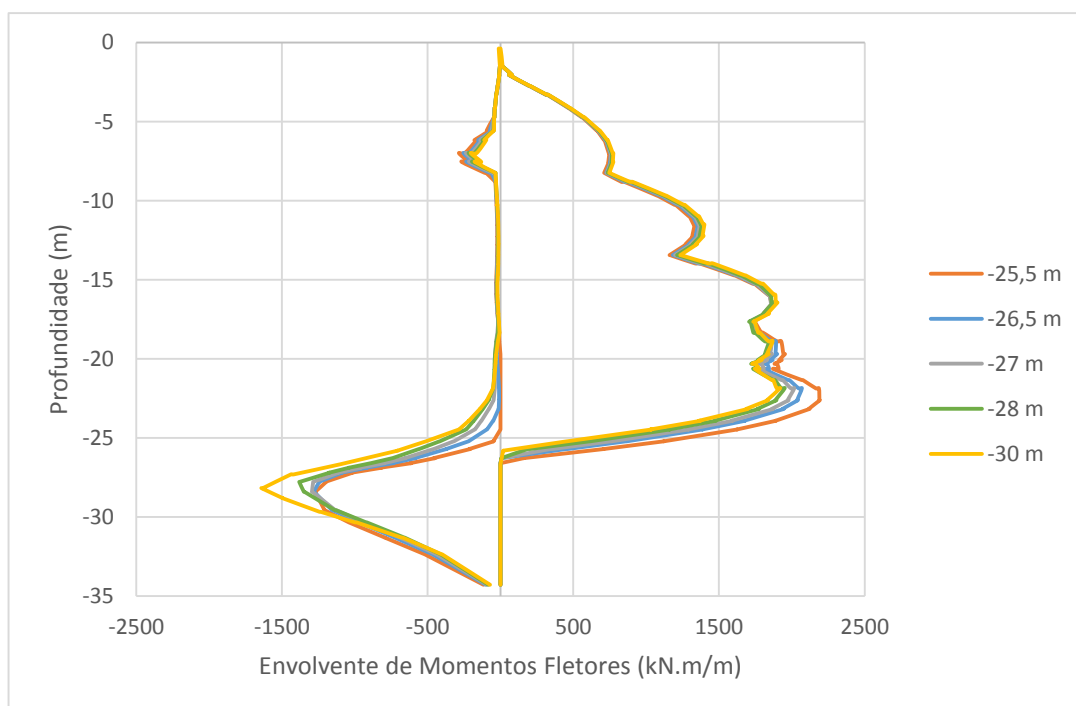


Figura 4.32 - Envoltório de momentos fletores na parede variando a profundidade de CSM para a análise sem pré-esforço aplicado.

Nos momentos fletores para a análise sem pré-esforço, já se evidenciam diferenças de esforços gerados com a aplicação de CSM até uma menor profundidade. Para este caso, o momento máximo, em módulo, verifica-se para a menor profundidade atingida, diminuindo este valor à medida que se aumenta a profundidade do tratamento.

Com a aplicação de pré-esforço nas escoras, diminuir a profundidade do tratamento resulta nos mesmos momentos fletores gerados mas verifica-se um aumento dos deslocamentos. Sem a aplicação de pré-esforço já se verifica o aumento dos momentos fletores bem como o aumento dos deslocamentos, podendo não haver vantagens diretas com a diminuição do tratamento em profundidade.

Realizou-se o mesmo estudo para a escavação da estação Cais do Sodré mas, como se mostrou anteriormente, o reforço do maciço com CSM não foi eficaz nas modelações realizadas. Para além do reforço com CSM não trazer vantagens competitivas comparativamente ao reforço com *jet grouting*, mostrou-se que o estudo em profundidade dos painéis de CSM nessa escavação também não produziu vantagens relevantes e por isso os resultados não vão ser apresentados

4.6. ESPAÇAMENTO LONGITUDINAL DOS PAINÉIS DE CSM

Do ponto de vista da segurança faz sentido colocar os painéis de CSM o mais próximos possível, garantindo assim uma estabilidade notável da escavação. Tal situação não é praticável do ponto de vista de engenharia onde é preciso estabelecer um espaçamento que conduza a resultados e custos aceitáveis. Nas modelações anteriormente realizadas adotou-se para os painéis de CSM um espaçamento de 6 m e espessura de 0,80 m. Os valores de espaçamento e espessura foram assim considerados para garantir uma percentagem de tratamento do solo escavado equivalente à mesma percentagem de tratamento com *jet grouting*.

Iniciando-se o estudo com um espaçamento de 6 m, decidiu-se adotar também um espaçamento de 12 m, ou seja, dobrando o espaçamento original. Numa outra análise realizada, para além de se adotar um espaçamento de 12 m, duplicando-se também o módulo de elasticidade, duplicando-se assim a rigidez dos painéis de CSM. Pré-esforço aplicado corresponde a $0,9I_0$.

Uma análise preliminar pode ser realizada: é expectável que ao usar o dobro do espaçamento para os painéis de CSM os deslocamentos sejam maiores, devido à menor percentagem de solo tratado que se reflete num menor suporte à parede ao longo das várias fases de escavação. Ao manter o espaçamento de 12 m dos painéis de CSM mas duplicando a sua rigidez, pressupõe-se que os deslocamentos sejam iguais aos deslocamentos observados para um espaçamento de 6 m.. Sendo os painéis modelados em regime elástico linear, ao aumentar o espaçamento para o dobro e aumentar na mesma proporção o seu módulo de elasticidade, mantem-se a rigidez considerada para um espaçamento de 6 m, refletindo-se nos deslocamentos, que igualam aqueles observados para o espaçamento original de 6 m.

Após realizadas as modelações, a previsão de aumento de deslocamentos com o aumento do espaçamento verificou-se. Já o caso de antecipar que os deslocamentos com o espaçamento de 12 m e dobro da rigidez seriam iguais aos deslocamentos com espaçamento de 6 m mostrou-se incorreto. Quando se procedeu a uma modelação com espaçamento de 12 m entre os painéis, houve a necessidade de aumentar a fatia modelada, assistindo-se a flexão da parede nos pontos de apoio mais afastados. Analisou-se o modelo de cálculo no programa de elementos finitos e concluiu-se que a diferença nos valores obtidos nas duas análises estava ligado a fenómenos de plastificação do solo. Para asseverar esta hipótese realizaram-se outras modelações onde se admitiu um regime elástico linear para todo o solo e painéis de CSM. Deste modo não se verificaria a plastificação do solo e os resultados obtidos seriam

concordantes com os obtidos para um espaçamento de 6 m. Em todas as análises foram consideradas escoras com pré-esforço aplicado (pré-esforço igual a $0,9I_0$).

A Figura 4.33 representa os resultados obtidos para os deslocamentos horizontais da parede e a Figura 4.34 a envolvente de momentos fletores produzidos. Para a modelação do espaçamento de 12 m dos painéis de CSM, a fatia modelada tridimensionalmente teve que ser aumentada e verificou-se que os efeitos tridimensionais associados já faziam variar os deslocamentos ao longo da fatia. Devido a esse efeito, decidiu-se representar nos deslocamentos horizontais da parede o máximo e mínimo deslocamento calculado.

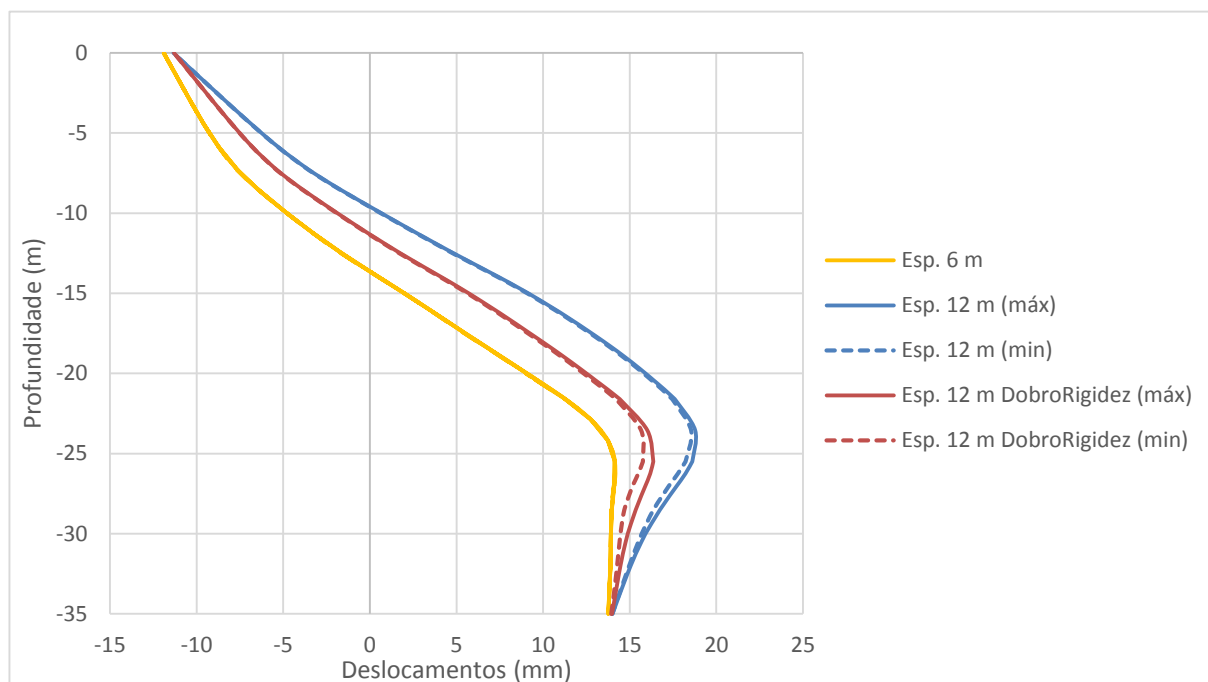


Figura 4.33 - Deslocamentos horizontais da parede variando o espaçamento longitudinal dos painéis de CSM.

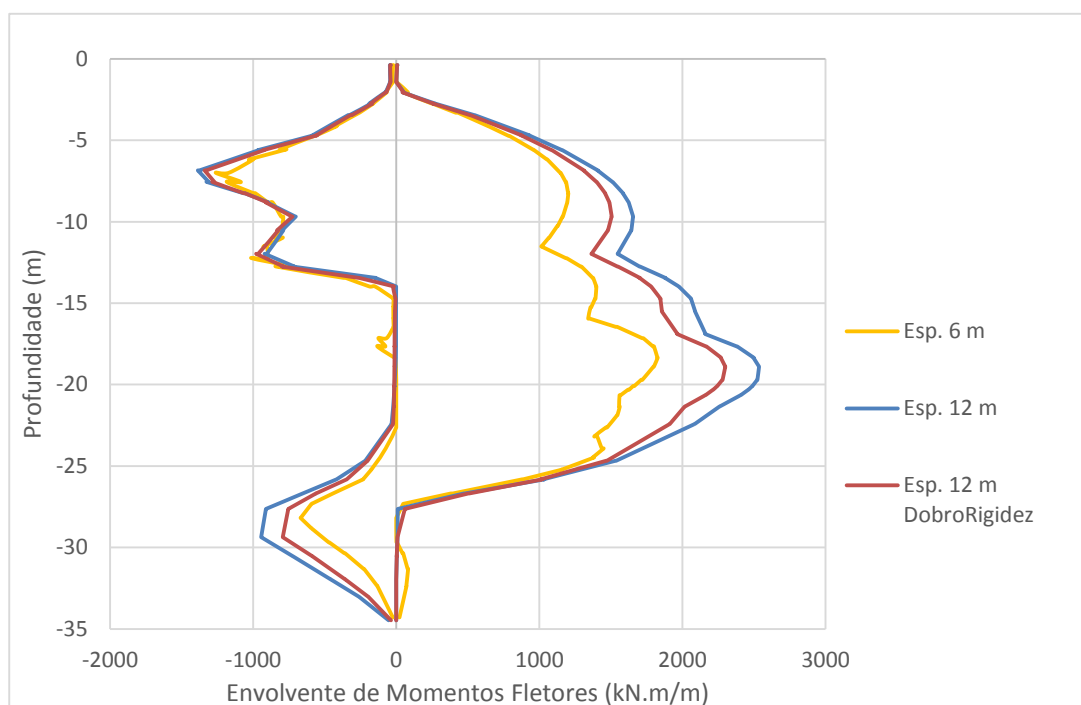


Figura 4.34 - Envolvente de momentos fletores da parede variando o espaçamento longitudinal dos painéis de CSM.

Verifica-se que na modelação com espaçamento de painéis de 12 m com dobro da rigidez os deslocamentos não são compatíveis com o esperado. De salientar ainda o aumento de momentos fletores no plano transversal à escavação quando se dobra o espaçamento dos painéis devido sobretudo ao aumento esperado dos deslocamentos da parede.

Para averiguar as diferenças enunciadas em cima, realizaram-se duas modelações. O caso "Linear 12 m" presente na legenda da Figura 4.35 corresponde à modelação dos painéis de CSM com espaçamento de 12 m, dobro da rigidez e com todo o maciço em regime elástico linear. O caso "Linear 6 m", igualmente presente na Figura 4.35, corresponde à modelação dos painéis de CSM com espaçamento de 6 m e com todo o maciço em regime elástico linear, servindo assim de verificação e comparação para averiguar o problema de solo plastificado enunciado em cima.

Analisando a Figura 4.35, pode-se verificar que existem diferenças nas três curvas apresentadas. Pode-se afirmar que as diferenças obtidas na modelação "Linear 6 m" e "Linear 12 m" devem-se a efeitos tridimensionais porque assiste-se a deslocamentos relativamente equivalentes, existindo uma translação num caso em relação ao outro. As diferenças observadas nos painéis de CSM espaçados 6 m e painéis espaçados 12 m com o dobro da rigidez ficam a dever-se a fenómenos de plastificação do solo.

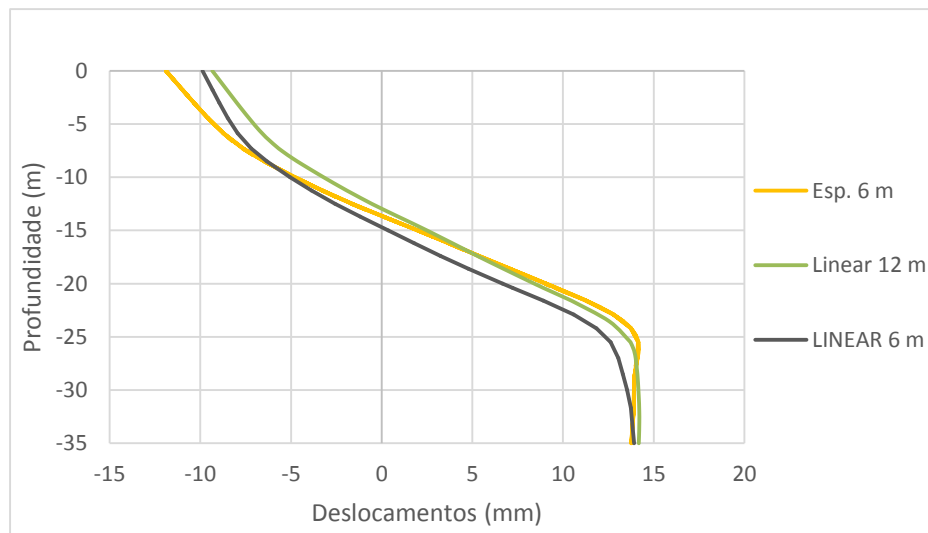


Figura 4.35 - Deslocamentos horizontais da parede para um espaçamento longitudinal dos painéis de CSM com 6 m e 12 m, em regimes diferentes.

Para perceber a particularidade da relação entre o espaçamento dos painéis de CSM e o comportamento da escavação, elaboraram-se diagramas de deslocamentos e momentos fletores da parede longitudinalmente à escavação. Para a cota de todos os níveis de escoras obtiveram-se os deslocamentos e momentos fletores. Nesta secção serão apenas apresentados os resultados para o último nível de escoras, à profundidade de 20,4 m. Remetem-se para o Anexo 4.2 os outros diagramas elaborados. A Figura 4.36 representa deslocamentos para 6 m de espaçamento entre painéis e a Figura 4.377 os momentos fletores.

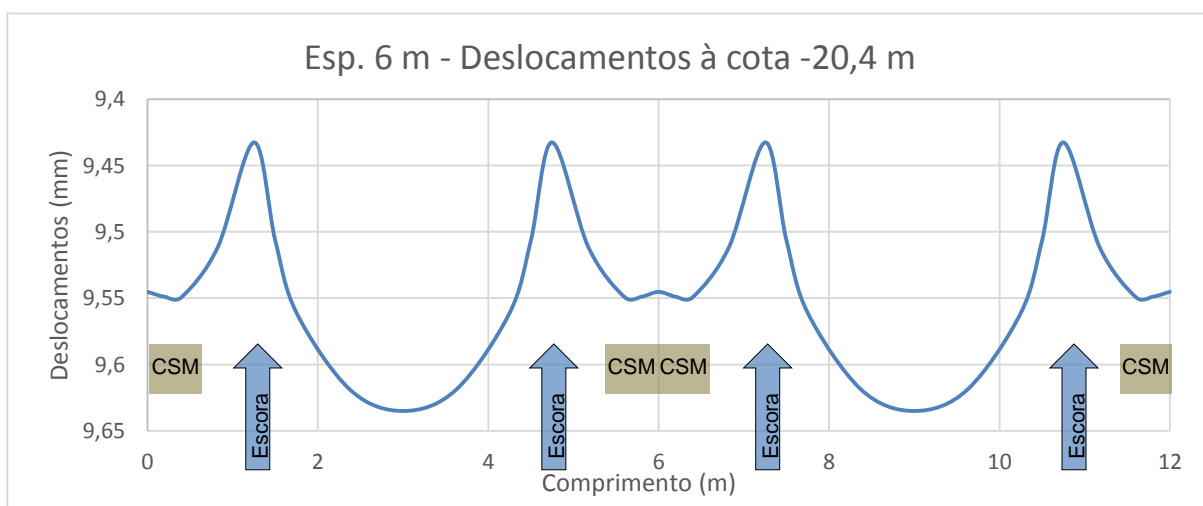


Figura 4.366 - Deslocamentos da parede no plano horizontal para um espaçamento entre painéis de 6 m.

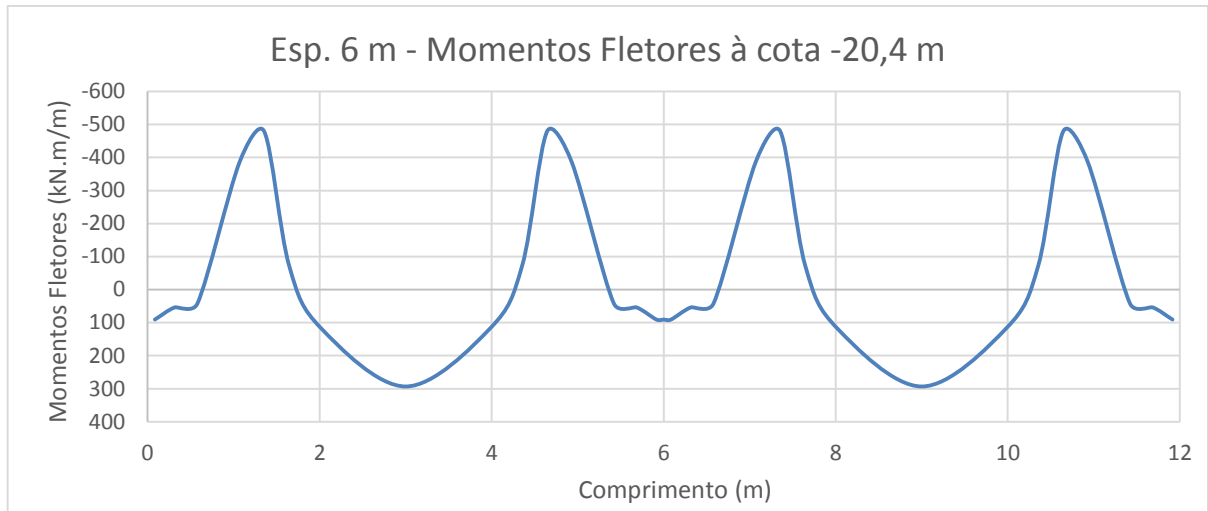


Figura 4.377 - Momentos fletores da parede no plano horizontal para um espaçamento entre painéis de 6 m.

A Figura 4.38 ilustra os deslocamentos da parede no plano horizontal para um espaçamento de painéis de 12 m e a Figura 4.39 os momentos fletores gerados.

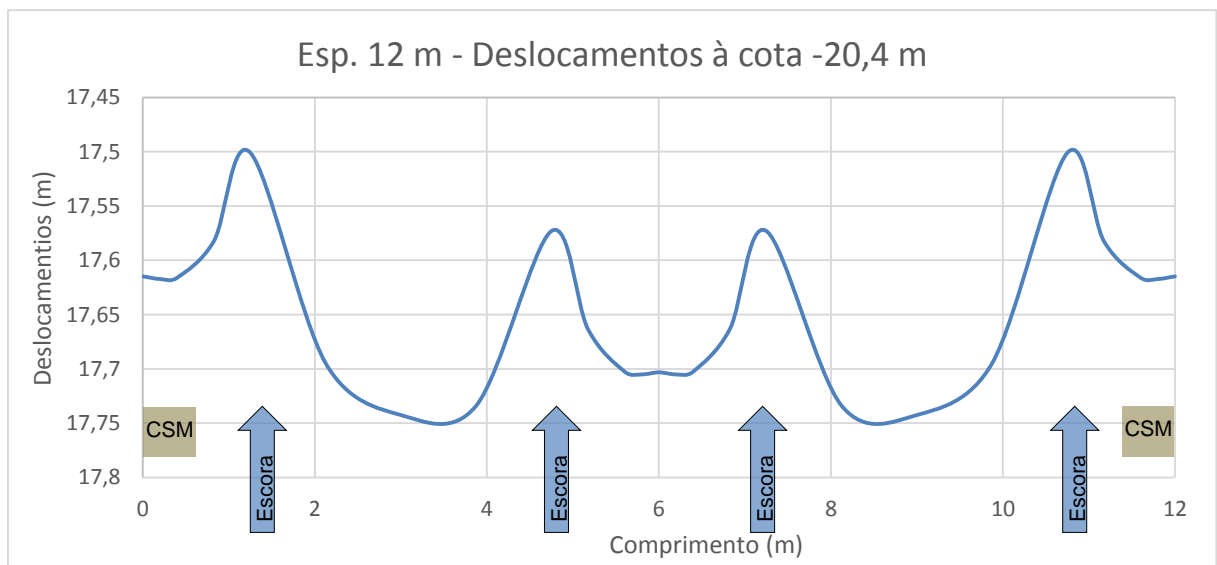


Figura 4.38 - Deslocamentos da parede no plano horizontal para um espaçamento entre painéis de 12 m.

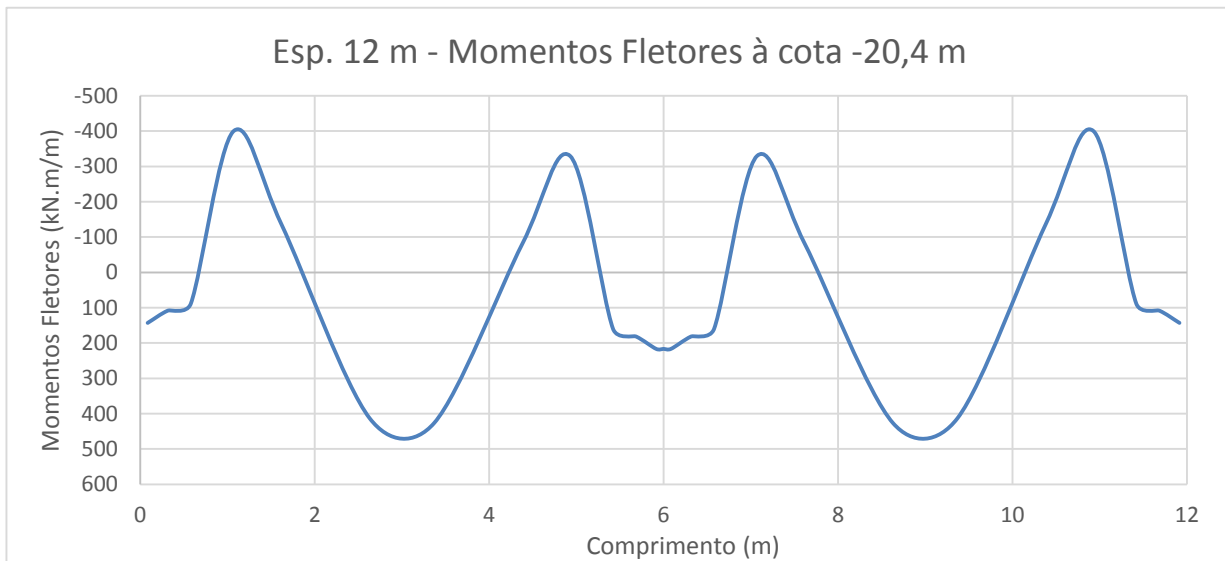


Figura 4.39 - Momentos fletores da parede no plano horizontal para um espaçamento entre painéis de 12 m.

Verifica-se uma importante diferença nos deslocamentos sofridos pela parede quando o espaçamento de painéis passa para o dobro. O valor de deslocamentos para um espaçamento de 6 m, ronda os 9 mm enquanto que para um espaçamento de 12 m dos painéis de CSM, os deslocamentos andam na ordem dos 17 mm. Esta diferença deve-se certamente à perda de rigidez dos painéis quando o seu afastamento duplica, provocando um aumento dos movimentos no sentido da escavação. Na Figura 4.38 consegue-se perceber que os deslocamentos na zona sem reforço através de painéis de CSM ocorrem maiores deslocamentos comparativamente com a zona onde existe reforço. Esta diferença reforça a ideia da importância do suporte providenciado pelos painéis para a estabilidade da escavação, minimizando os deslocamentos, juntamente com a ação das escoras pré-esforçadas. O momento máximo positivo é observado para um espaçamento de 12 m dos painéis de CSM. O momento máximo negativo é por sua vez observado para o espaçamento de 6 m. Os valores de momentos fletores assumem valores máximos e mínimos relativamente constantes para um espaçamento de 12 m, estando situados na ordem de 400 kN.m/m. Para o espaçamento de 6 m, os valores de momentos fletores assumem valores máximos na ordem de 500 e 300 kN.m/m.

4.7. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA ZONA SUPERIOR DOS PAINÉIS

Verificou-se que diminuir em profundidade o tratamento de CSM pode não gerar uma poupança imediata, originando ainda deslocamentos e esforços maiores. No próximo estudo aborda-se a ideia de economizar CSM não em profundidade mas no topo da escavação, onde os deslocamentos são menores devido à pouca profundidade de solo escavado, que não produz deslocamentos e esforços numa ordem de grandeza elevada. Fica então assente a ideia que os primeiros metros de CSM são inúteis pois não existem esforços suficientes que justifiquem a aplicação de reforço do solo. Caso se verifique, a zona

superior dos painéis de CSM pode ser excluída, resultando assim num avanço em direção a uma poupança importante.

Para modelar a situação descrita, decidiu-se não aplicar CSM desde o topo da escavação até uma dada fase da escavação, ou seja, após se realizarem as paredes moldadas, escava-se o terreno até à profundidade desejada e depois executa-se o reforço com CSM a partir dessa cota, ignorando assim qualquer tipo de tratamento no solo escavado em primeiro lugar.

Optou-se por começar o tratamento após a primeira fase de escavação, que corresponde a uma profundidade de 3 m e numa outra análise realizou-se o tratamento após uma segunda fase de escavação, que corresponde a uma profundidade de 8,5 m.

A Figura 4.40 mostra os deslocamentos horizontais da parede para o início do tratamento aos 3 m de profundidade (1º nível) e Figura 4.41 os momentos fletores para a mesma análise (Pré-esforço igual a $0,9I_0$). Os deslocamentos da análise sem escoras pré-esforçadas podem ser consultados na Figura 4.42 e os momentos fletores relativos a esta mesma análise encontram-se na Figura 4.43.

Analisando as figuras, observa-se que os deslocamentos e momentos fletores da análise com painéis de CSM completos e com painéis de CSM sem os primeiros 3 m são coincidentes. Conclui-se assim que para uma análise com pré-esforço aplicado, o efeito do CSM até 3 m pode ser desprezado.

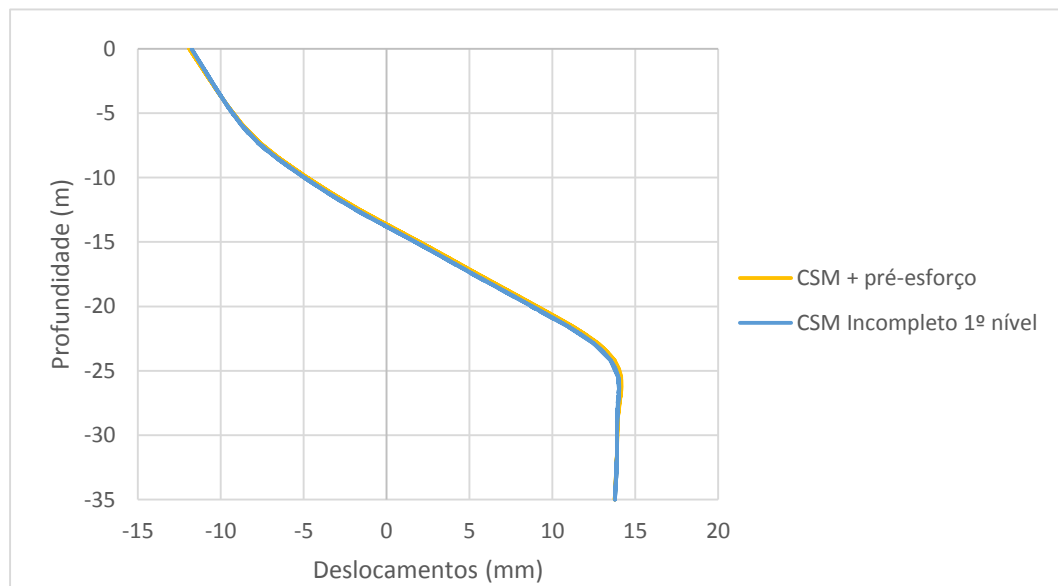


Figura 4.40 - Deslocamentos horizontais da parede analisando a influência dos primeiros 3 m com CSM, com escoras pré-esforçadas (pré-esforço igual a $0,9I_0$).

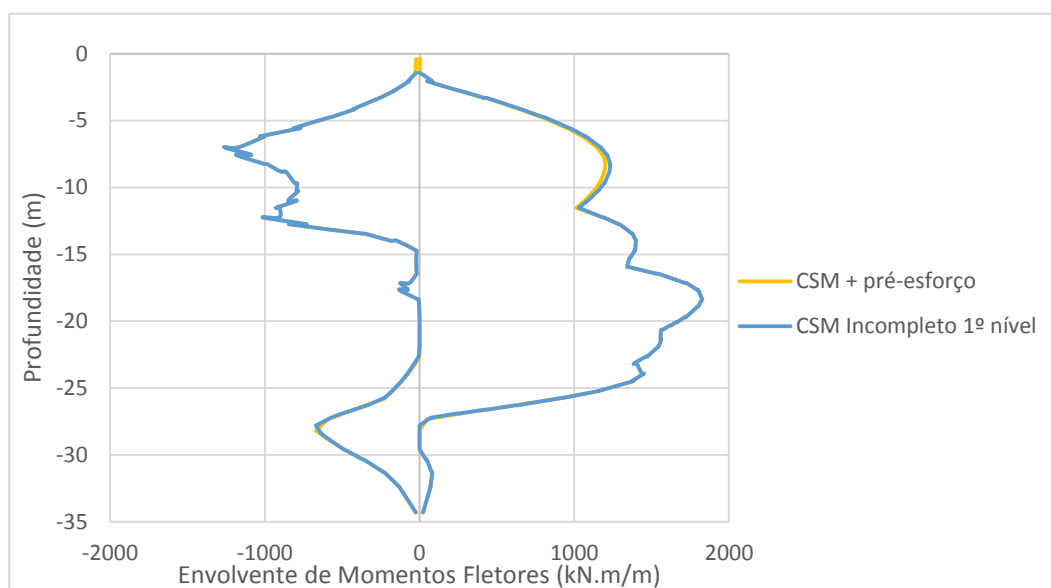


Figura 4.41 - Envolvente de momentos fletores da parede analisando a influência dos primeiros 3 m com CSM, com escoras pré-esforçadas (pré-esforço igual a $0,9I_0$).

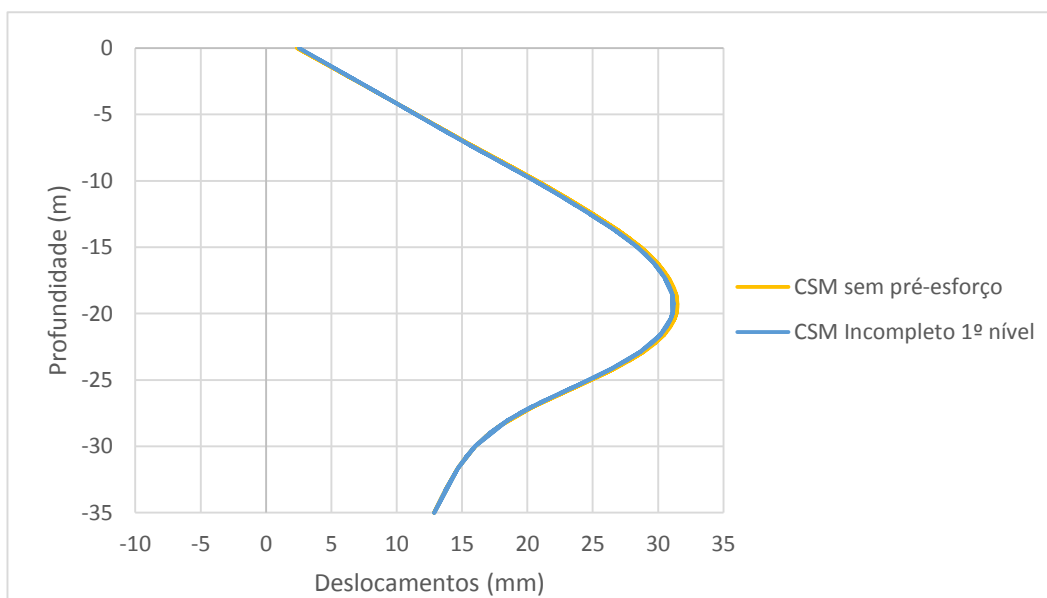


Figura 4.42 - Deslocamentos horizontais da parede analisando a influência dos primeiros 3 m com CSM, sem escoras pré-esforçadas.

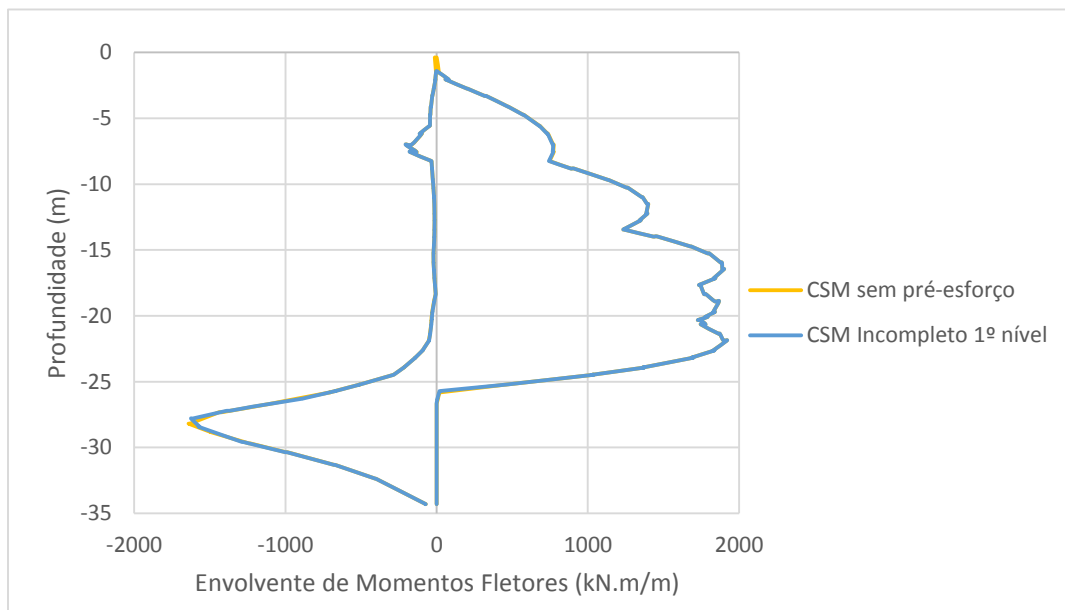


Figura 4.43 - Envolvente de momentos fletores da parede analisando a influência dos primeiros 3 m com CSM, sem escoras pré-esforçadas.

Observa-se que os deslocamentos e momentos fletores da análise com painéis de CSM completos e com painéis de CSM sem os primeiros 3 m também são coincidentes, mas numa análise sem pré-esforço aplicado. Conclui-se assim que para uma análise com e sem pré-esforço aplicado, o efeito do CSM até 3 m pode ser desprezado, obtendo-se dados pertinentes com vista à minimização de custos devido à diminuição de solo a reforçar.

Para completar o estudo da influência da zona superior dos painéis de CSM, realizou-se uma análise que envolvia o reforço do solo escavado a partir de um segundo nível da escavação. A segunda análise desta secção consistiu no reforço do maciço a partir de 8,5 m de profundidade. Os resultados obtidos para os deslocamentos horizontais e envolvente de momentos fletores com pré-esforço estão representados na Figura 4.44 e 4.45, respetivamente. Para uma análise sem pré-esforço, os resultados obtidos podem ser consultados nas Figuras 4.46 e 4.47.

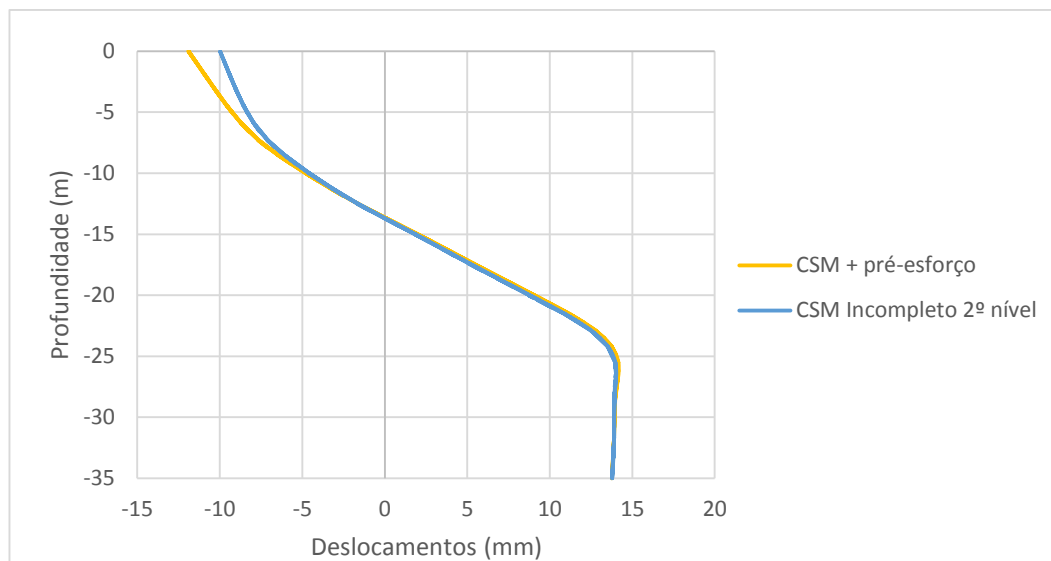


Figura 4.44 - Deslocamentos horizontais da parede analisando a influência dos primeiros 8,5 m com CSM, com escoras pré-esforçadas (pré-esforço igual a $0,9I_0$).

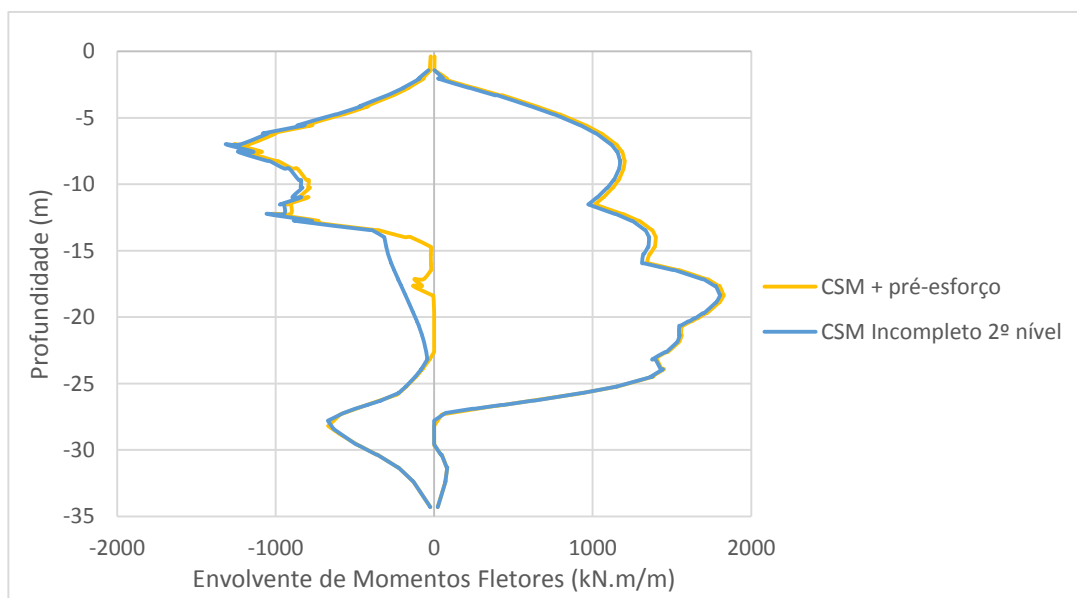


Figura 4.45 - Envoltório de momentos fletores da parede analisando a influência dos primeiros 8,5 m com CSM, com escoras pré-esforçadas (pré-esforço igual a $0,9I_0$).

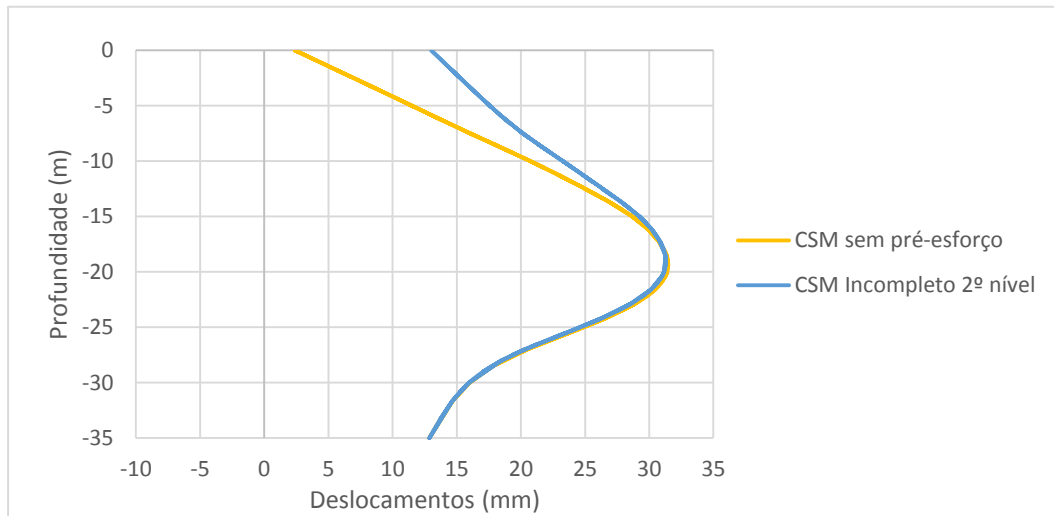


Figura 4.46 - Deslocamentos horizontais da parede analisando a influência dos primeiros 8,5 m com CSM, sem escoras pré-esforçadas.

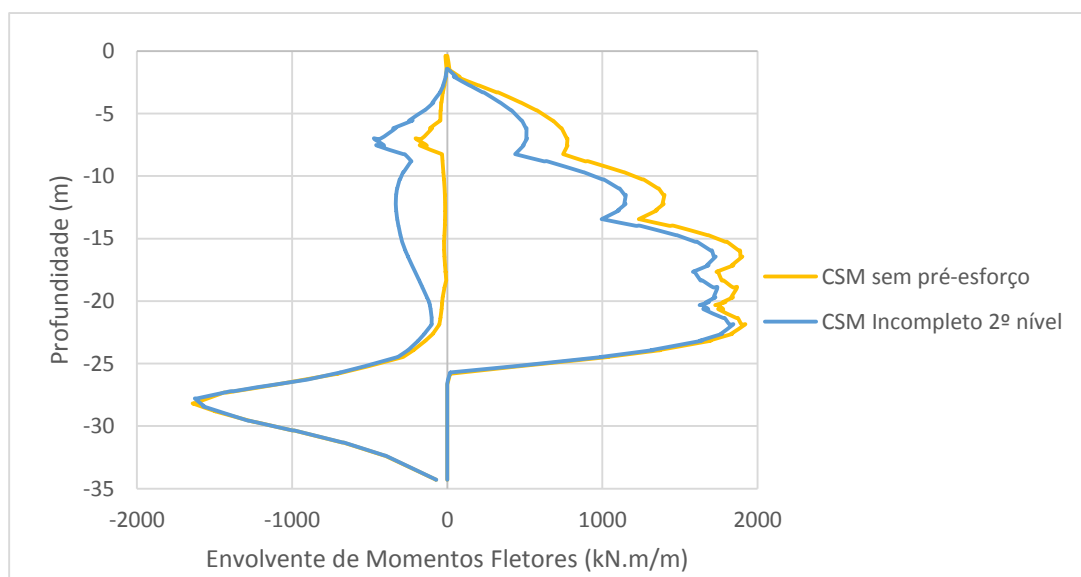


Figura 4.47 - Envoltório de momentos fletores da parede analisando a influência dos primeiros 8,5 m com CSM, sem escoras pré-esforçadas.

Perante os resultados apresentados, conclui-se que iniciando o tratamento do solo à profundidade de 8,5 m, surgem diferenças nos deslocamentos e momentos fletores, comparativamente com os painéis completos. A diferença nos deslocamentos surge no topo da escavação, precisamente na zona não reforçada com CSM, como seria de esperar. A diferença mais significativa surge quando não se aplica pré-esforço, assistindo-se a uma translação da parede de cerca de 13 mm. No caso modelado com pré-esforço não se assiste a diferenças nos momentos fletores enquanto que no caso modelado sem pré-esforço, as diferenças são importantes. Assiste-se a uma redução dos momentos fletores positivos e

ligeiro aumento dos momentos fletores negativos. Em módulo, o momento máximo corresponde à análise com os painéis de CSM completos.

Na Figura 4.47 assiste-se a uma diferença apreciável de deslocamentos no topo da escavação nas duas análises efetuadas. Para perceber se a diferença de deslocamentos sofridos se refletem numa importante variação de assentamentos à superfície, elaborou-se a Figura 4.48, que representa os deslocamentos verticais à superfície para as duas análises: CSM sem pré-esforço e CSM incompleto 2º nível.

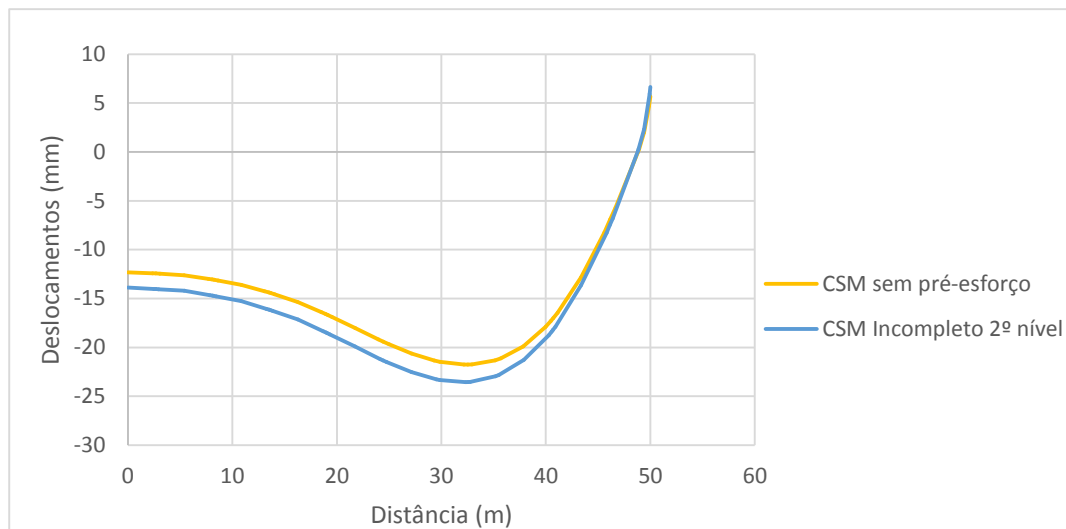


Figura 4.48 - Assentamentos do solo à superfície desprezando a zona superior dos painéis.

Analisando a Figura 4.48 conclui-se que os assentamentos à superfície provocados pela eliminação dos primeiros 8,5 m nos painéis de CSM, não provocam uma diferença considerável em relação a uma análise com os painéis de CSM completos.

A poupança, para o caso do tratamento se iniciar à profundidade de 8,5 m, pode ser atingida mas à custa do aumento dos deslocamentos no topo da escavação. Verifica-se até uma redução no momento fletor máximo para o caso onde não se aplica pré-esforço mas, o aumento dos deslocamentos na zona superior da escavação contraria a poupança que eventualmente pode ser realizada.

4.8. COMPARAÇÃO COM A SOLUÇÃO DO METRO DE OSLO

A solução utilizada no túnel Studentertunden no centro de Oslo é um caso notável de construção em solos moles. A solução adotada consistiu na construção de paredes moldadas, previamente à escavação, abaixo da laje de fundo da escavação. A técnica utilizada foi abordada na secção 2.6.4.

A solução do metro de Oslo foi modelada para a escavação da estação do Terreiro do Paço, comparando esta solução com a solução de painéis transversais de CSM. A parede moldada transversal foi colocada desde a base da escavação até ao pé da cortina, atingindo assim 9,5 m de altura. Os valores adotados para a espessura da parede moldada transversal e o espaçamento são idênticos aos adotados para os painéis transversais de CSM, 0,8 m e 6 m, respetivamente. Para a parede transversal foi admitido um comportamento elástico linear com peso volúmico de 24 kN/m^3 , coeficiente de Poisson de 0,20 e módulo de elasticidade de 30 GPa. Modelaram-se duas variantes do problema: com e sem pré-esforço. O pré-

esforço aplicado e a rigidez das escoras são os enunciados na Tabela 3.1 para a análise CSM + pré-esforço.

A Figura 4.52 representa um esquema simplificado da solução adotada.

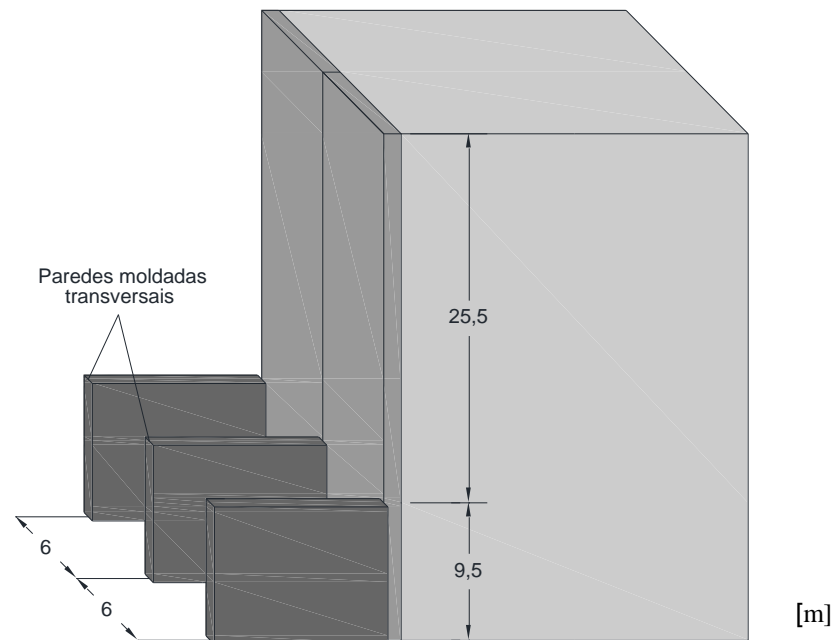


Figura 4.49 - Escavação com reforço do maciço através da técnica de paredes moldadas.

Os resultados obtidos para a escavação com escoras pré-esforçadas podem ser consultados na Figura 4.50 e na Figura 4.51. Para a modelação sem escoras pré-esforçadas, os resultados podem ser consultados na Figura 4.52 e Figura 4.53.

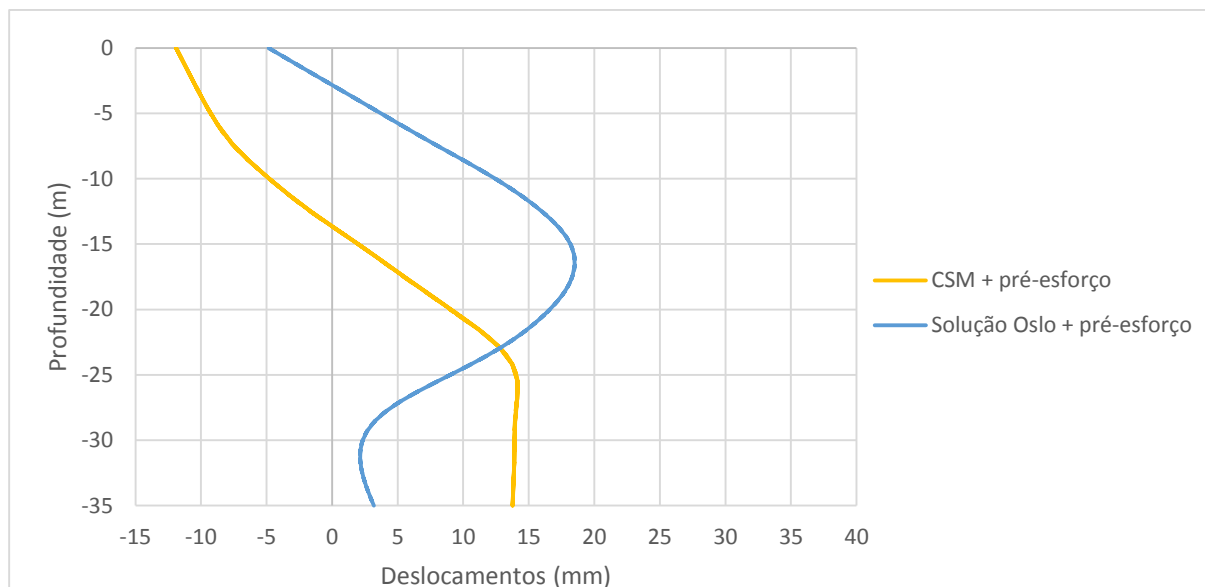


Figura 4.50 - Deslocamentos horizontais da parede para a modelação comparativa do metro de Oslo com escoras pré-esforçadas (pré-esforço igual a $0,9I_0$).

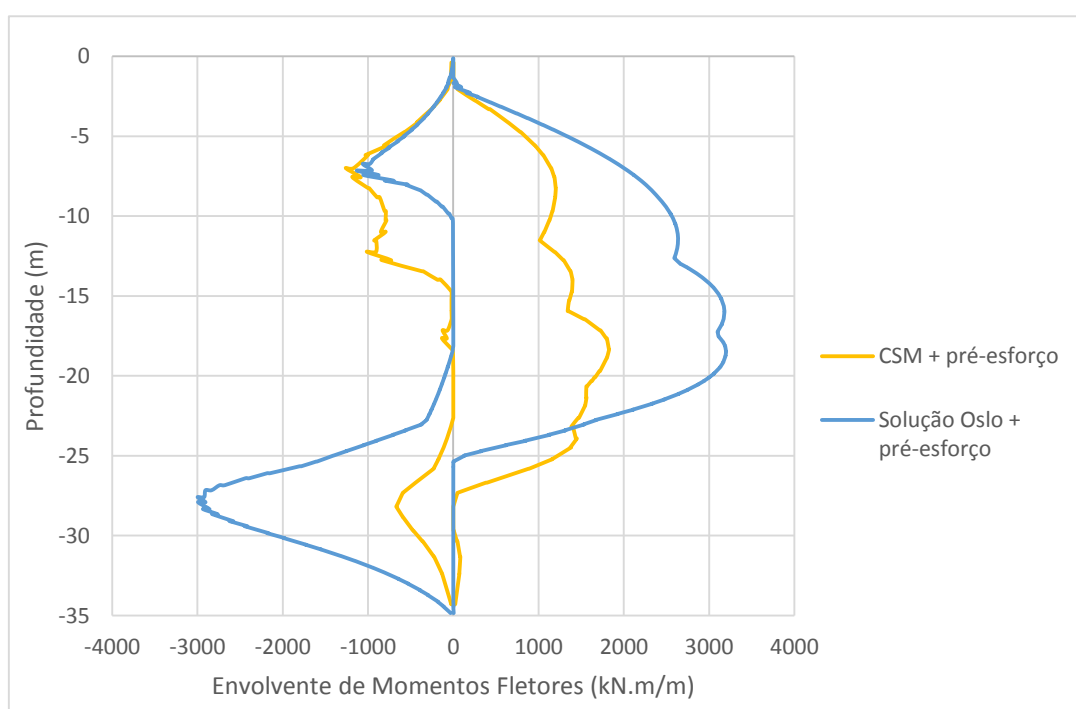


Figura 4.51 - Envoltório de momentos fletores na parede para a modelação comparativa do metro de Oslo com escoras pré-esforçadas (pré-esforço igual a $0,9I_0$).

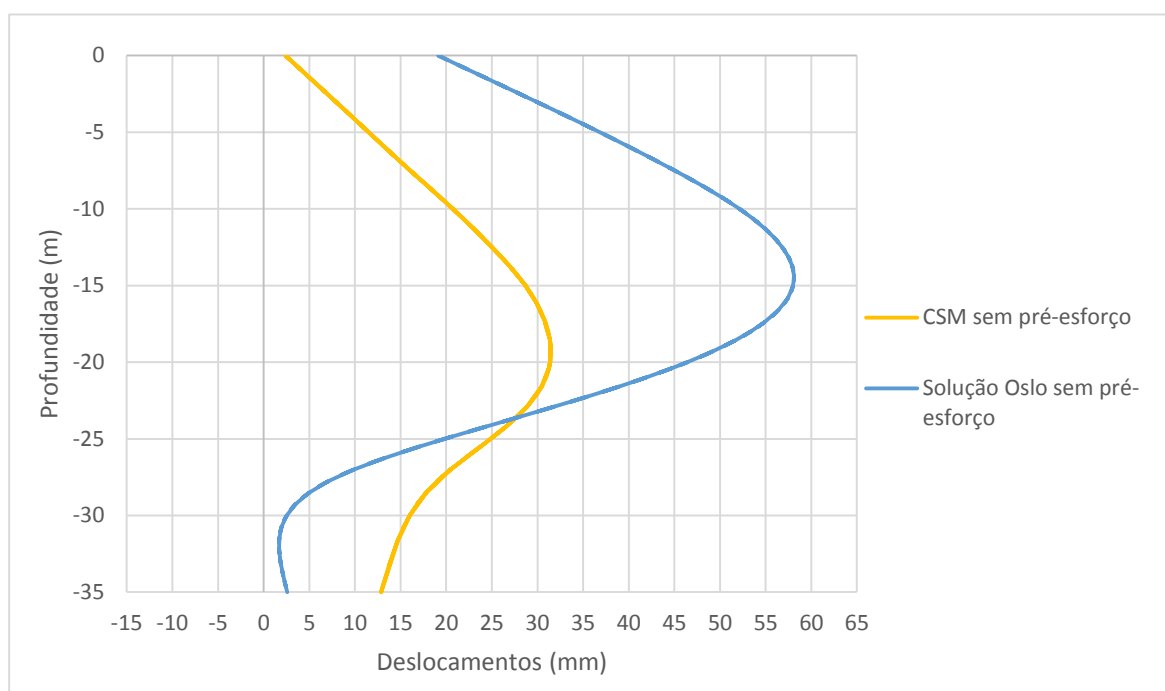


Figura 4.52 - Deslocamentos horizontais da parede para a modelação comparativa do metro de Oslo sem escoras pré-esforçadas.

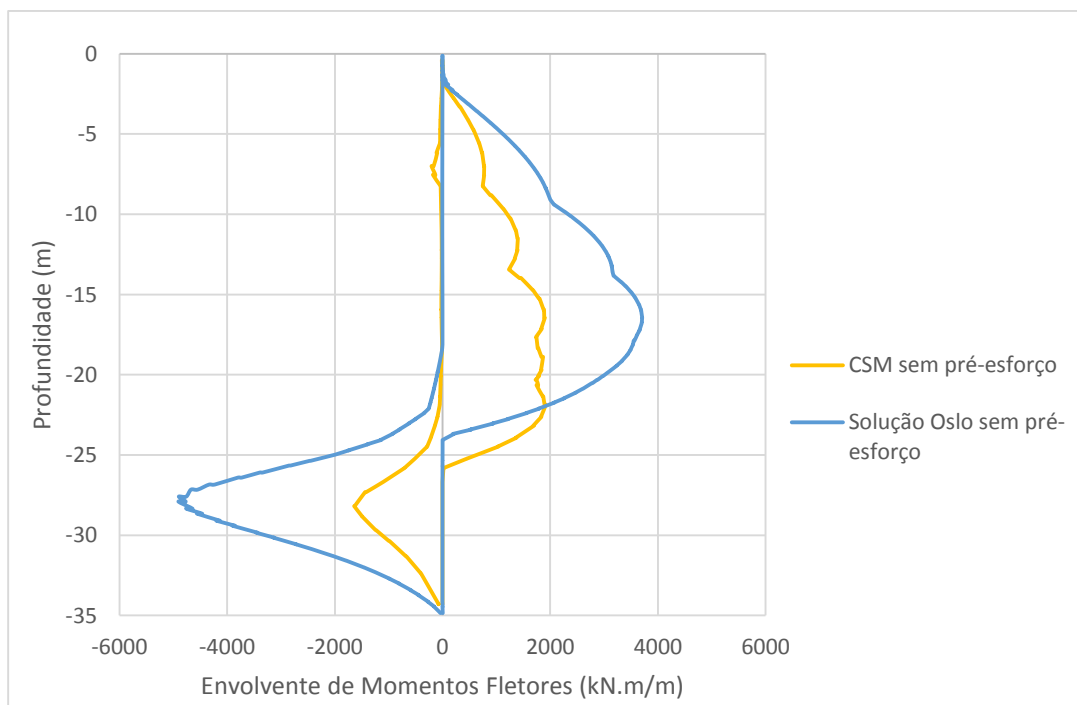


Figura 4.53 - Envoltório de momentos fletores na parede para a modelação comparativa do metro de Oslo sem escoras pré-esforçadas.

Com a adição da parede moldada transversal dos 25,5 m até à profundidade de 35 m, observa-se que os deslocamentos nessa zona são muito pequenos, em comparação com a solução com painéis de CSM. As paredes moldadas transversais, por serem muito rígidas, reduzem os movimentos da parede oferecendo um obstáculo ao movimento. Esta situação verifica-se para o caso modelado com pré-esforço e sem pré-esforço. Apesar da diferença significativa nos deslocamentos abaixo da base da escavação, o deslocamento máximo experimentado pela parede verifica-se para a solução do metro de Oslo que, por não ter suporte ao longo de todas as fases da escavação, sofre maiores deslocamentos na zona não tratada do maciço. Devido aos deslocamentos horizontais bastaste superiores na solução do metro de Oslo em comparação com a solução com painéis de CSM, os momentos flettores são igualmente superiores nas duas variantes da modelação. Momentos negativos bem como momentos positivos são bastante superiores na solução do metro de Oslo, não oferecendo assim uma vantagem competitiva em relação ao tratamento do solo através do reforço do maciço por painéis transversais de CSM. A solução ideal parece ser o reforço do maciço, em toda a sua altura escavada, por paredes moldadas transversais que, devido à elevada rigidez do betão, minimizaria os deslocamentos sofridos pela parede de suporte da escavação. Esta solução, para além de originar problemas de desmonte do betão ao longo das várias fases da escavação, leva a custos de execução proibitivamente elevados.

A curvatura no pé da cortina não passa despercebida em ambas as análises. Foram realizados vários testes no modelo para averiguar a natureza da deformada incomum da parede nessa zona. A solução que se achou ser a mais coerente passa por fenómenos de rotura do fundo da escavação em que, o peso das massas de solo remanescente nos lados da escavação ultrapassa a capacidade de carga do solo subjacente.

4.9. EFEITO DO DEFICIENTE CONTACTO DO JET GROUTING COM A PAREDE

Qualquer tipo de solo sujeito ao tratamento por *jet grouting* apresenta incertezas associadas às características do material tratado. Estas incertezas são fruto de dúvidas na quantidade de material tratado, granulometria do material resultante e relação água-cimento, por exemplo. Outras dúvidas podem surgir aquando da execução do tratamento. A estrutura do solo é quebrada e as suas partículas são dispersas pela ação de jatos horizontais de alta velocidade e depois misturadas com a calda de cimento injetada através de uma vara de movimento rotacional. Nas zonas mais próximas da parede moldada, o movimento rotacional pode não ser o mais adequado para o tratamento do solo pois podem surgir inadvertidamente zonas não tratadas, observando-se um efeito de contaminação entre a parede e a massa de *jet grouting*, criando-se assim um deficiente contacto que pode comprometer a estabilidade estrutural prevista. O controlo da geometria das colunas é difícil, particularmente quando executadas a grandes profundidades. Esta situação é menos provável de acontecer quando se aplica a técnica de CSM, onde todos os parâmetros relativos a um bom tratamento são rigorosamente controlados em tempo real. A Figura 4.54 ilustra o efeito descrito.

Usando o modelo com a solução de tratamento na forma de “laje” de *jet grouting*, modelou-se o deficiente contacto com a parede no programa PLAXIS® 3D. As modelações foram realizadas com e sem pré-esforço aplicado nas escoras. Os valores de pré-esforço aplicados e rigidez das escoras são os enunciados na Tabela 3.1 para a modelação Jet + pré-esforço. Para simular a zona contaminada, admitiu-se que o *jet grouting* não era eficaz a uma distância de 0,20 m da parede, sendo esse espaço preenchido pelo solo relativo ao estrato onde estava inserido. A Figura 4.55 mostra o modelo com o preenchimento de solo na zona contaminada.

A Figura 4.56 e a Figura 4.57 mostram os deslocamentos horizontais da parede e a envolvente de momentos fletores gerados, respetivamente, para a análise em questão (pré-esforço utilizado igual a $0,9I_0$).

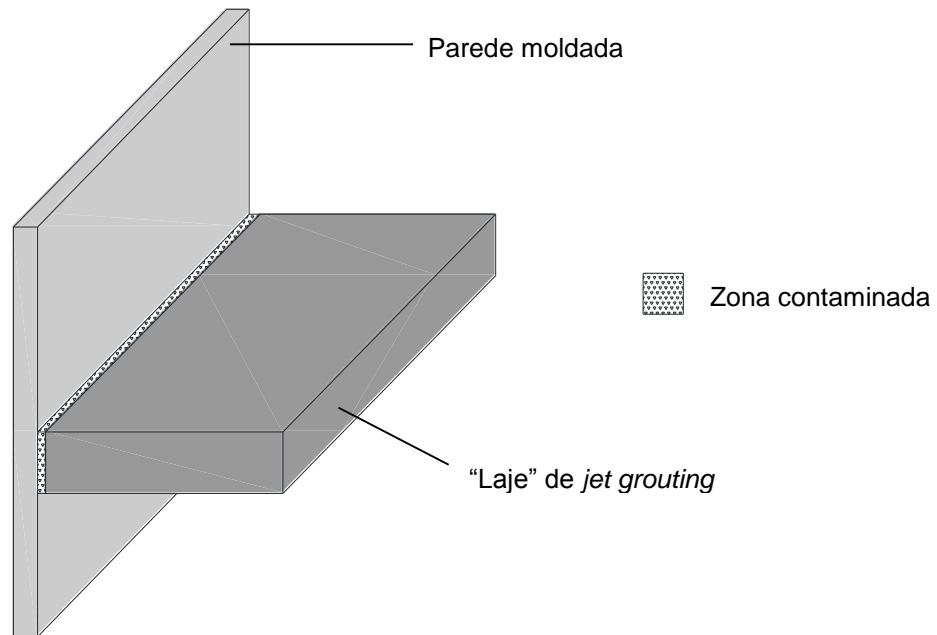


Figura 4.54 - Efeito da contaminação entre a parede moldada e a "laje" de jet grouting.

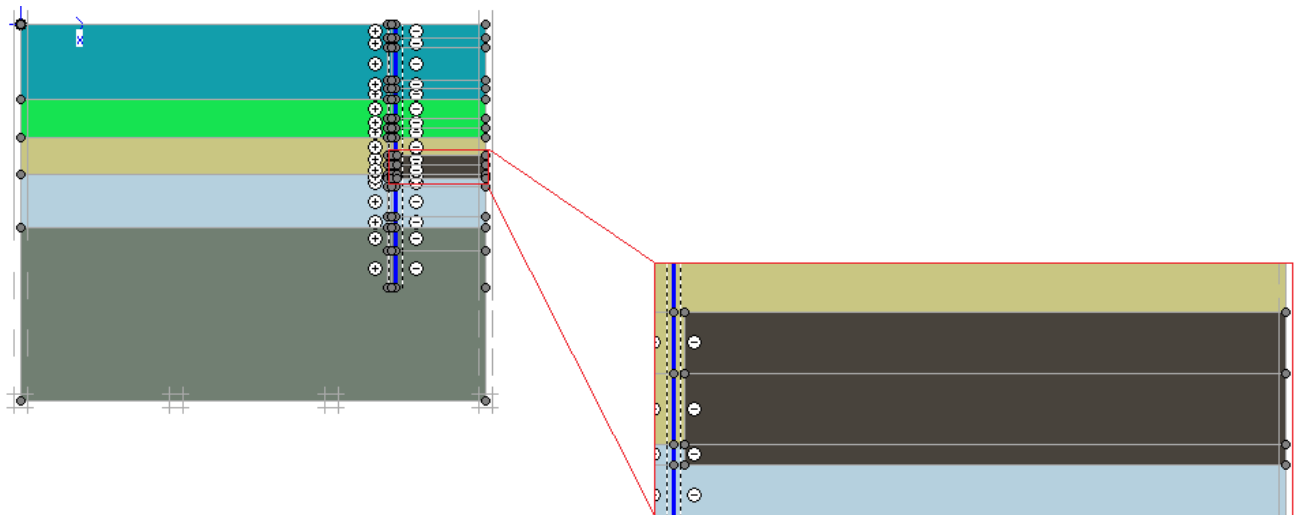


Figura 4.55 - Modelo no PLAXIS 3D onde se replicou o deficiente contacto do jet grouting (a castanho) em relação à parede.

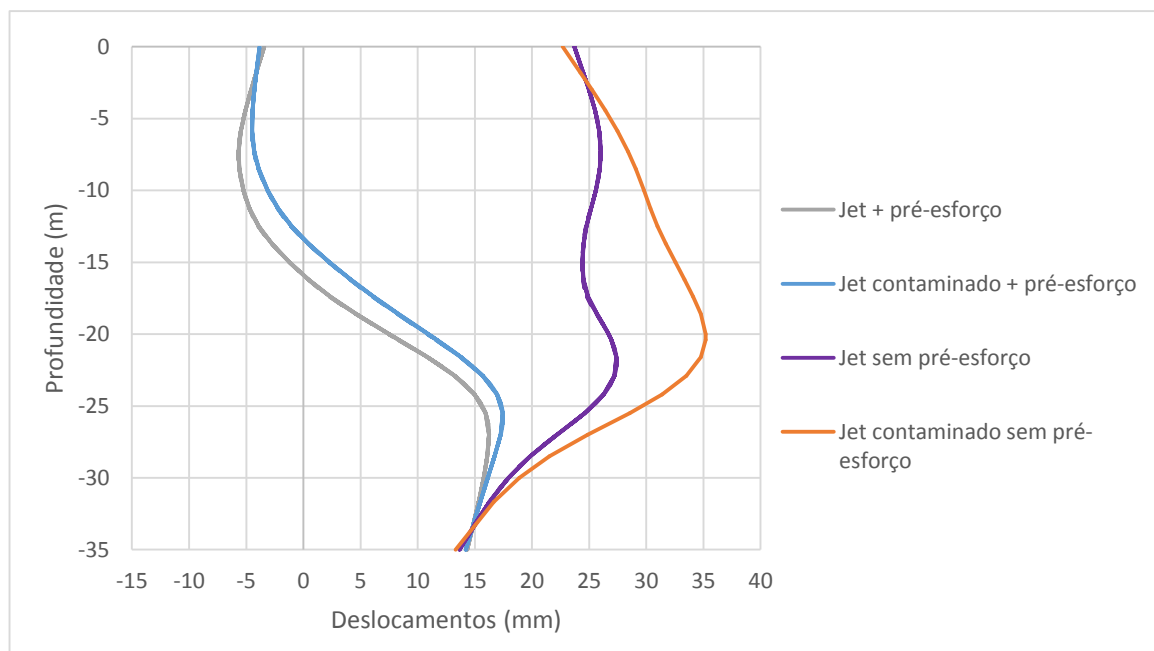


Figura 4.56 - Deslocamentos horizontais da cortina para a análise de contaminação do da “laje” de *jet grouting*.

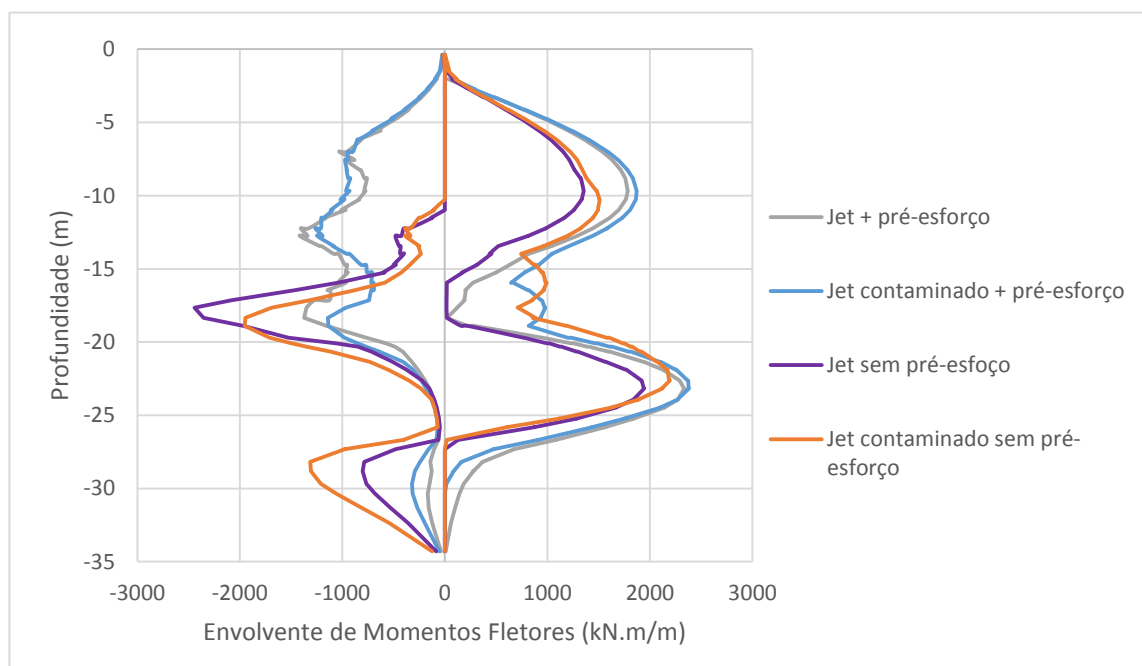


Figura 4.57 - Envoltório de momentos fletores na cortina para a análise de contaminação da “laje” de *jet grouting*.

Existem diferenças nos deslocamentos da parede quando se efetua uma análise com zona contaminada, comparativamente com a análise onde existe um bom contacto da “laje” de *jet grouting* com a parede. Para o caso onde se aplica pré-esforço nas escoras, o perfil de deslocamentos não varia

significativamente devido, sobretudo, ao elevado pré-esforço aplicado e às escoras de elevada rigidez colocadas, que impedem movimentos muito severos, apesar da faixa de 0,20 m onde não existe reforço do solo com *jet grouting*. Os momentos fletores gerados também não apresentam grandes variações nas duas situações modeladas com pré-esforço. Para o caso onde a escavação não apresenta escoras pré-esforçadas, a variação nos deslocamentos já se torna mais evidente. A ausência de pré-esforço induz deslocamentos maiores da parede e estes são mais elevados onde é modelado o efeito da contaminação. A diferença no deslocamento máximo é de cerca 23%. Esta diferença de deslocamentos induz momentos fletores gerados igualmente diferentes. Analisando os momentos fletores máximos, a análise com o deficiente contacto da massa de *jet grouting* em relação à parede sem pré-esforço apresenta o máximo momento positivo enquanto que, a análise sem o efeito descrito, apresenta o máximo momento negativo. Em módulo, este último valor é o maior e, por isso, o mais condicionante.

É boa prática de projeto definir uma previsão o mais precisa possível dos esforços e deslocamentos com vista o correto dimensionamento de uma estrutura de contenção de terras. Quando se utiliza soluções como *jet grouting*, é preciso ter em conta as limitações do processo que, apesar de ser fiável, não está livre de falhas ou limitações. A substituição de solo pela técnica de *jet grouting* na proximidade de paredes moldadas pode conduzir a defeitos que não são observáveis, por se realizarem em profundidade, e que não foram previstos em projeto. Caso esses defeitos ocorram, conforme se mostrou nas modelações acima descritas, podem conduzir a diferenças significativas daquelas que se esperaria encontrar num tratamento de solo irrepreensível.

4.10. PROBLEMÁTICA DAS JUNTAS DE PAREDES MOLDADAS EM MODELAÇÕES NUMÉRICAS

As juntas nas paredes são tubos de diferentes materiais, de diâmetro igual à espessura da parede, que são colocados nas extremidades dos painéis antes de proceder à betonagem destes, de forma a moldar esses painéis, podendo ser recuperáveis ou não. Após a escavação do painel de avanço, é necessário colocar nos extremos deste, elementos verticais antes da betonagem. Estes elementos verticais, designados por juntas, são as partes que vão dar continuidade a painéis contíguos. Com a sua utilização pretende-se que a união seja a ideal, para que a impermeabilidade seja assegurada. Existem diversos tipos de juntas, variando na forma da sua secção, sendo habituais as juntas circulares, formadas por tubos metálicos com o mesmo diâmetro da espessura do painel escavado e as juntas trapezoidais, formadas por elementos metálicos retos que permitem formar painéis de base trapezoidal. (Rocha, 2010)

A Figura 4.58 representa os vários tipos de juntas.

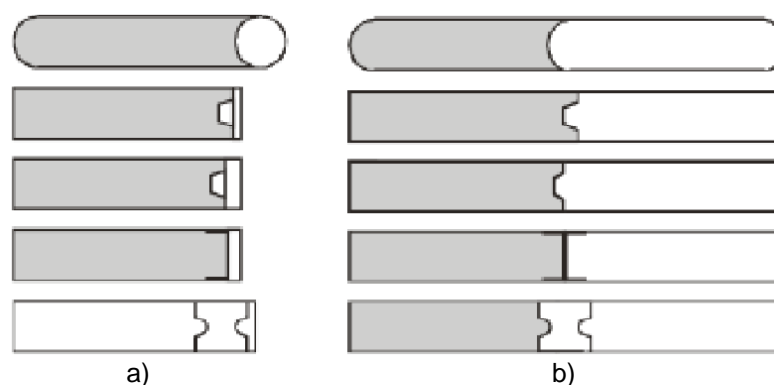


Figura 4.58 - Exemplo de secções-tipo de juntas entre painéis: a) betonagem dos painéis primários; b) betonagem dos painéis secundários (Rocha, 2010).

Por serem realizadas de forma descontínua, as várias secções das paredes moldadas não permitem a continuidade de armadura na direção horizontal.

Verificou-se que o programa de elementos finitos utilizado assumia que o plano dianteiro e traseiro no modelo 3D estavam sempre fixos na terceira dimensão ou seja, assumia uma condição de simetria de forma a que se verificasse uma transmissão de momentos fletores e esforço transversal na parede moldada. Como se explicou acima, a parede moldada não permite a continuidade de armadura devido à presença das juntas e, por isso, a condição pré-existente no programa de elementos finitos que verifica a continuidade da propagação de esforços é, de certa forma, irreal. Para estudar o efeito das juntas, realizaram-se modelações onde se assumiu a parede com rótulas presentes nas juntas e averiguaram-se as diferenças em relação à solução onde se verifica a continuidade de esforços (não “rotulada”).

Devido à incapacidade de colocar condições fronteira no plano tridimensional, para simular as rótulas na zona de juntas, recorreu-se à colocação de um elemento casca (“Plate” no programa PLAXIS® 3D) com material do tipo elasto-plástico nos últimos 5 cm da fatia modelada. Este elemento casca foi colocado na continuidade da parede moldada e funciona como uma “rótula”. A Figura 4.59 representa o esquema definido para se simular uma “rótula” na zona de junta. Definiu-se que ao alcançar um momento de 10 kN.m/m, esses últimos 5 cm de parede moldada atingiriam um nível de cedência entrando assim o material num domínio plástico, não recuperando completamente das deformações induzidas, assumindo-se este comportamento ser similar a uma “rótula”. Tentou-se assim que os momentos quase nulos coincidisse com as zonas de juntas.

As características do novo elemento casca (“Plate”) são iguais às características admitidas para o elemento barra pré-existente, com a exceção do critério de rotura (elasto-plástico).

Para a apresentação de resultados, decidiu-se usar a fase 7 de escavação, onde se colocou uma escora à cota -12,5 m e escavou-se até à cota -18,6 m (pré-esforço aplicado igual a $0,9I_0$).

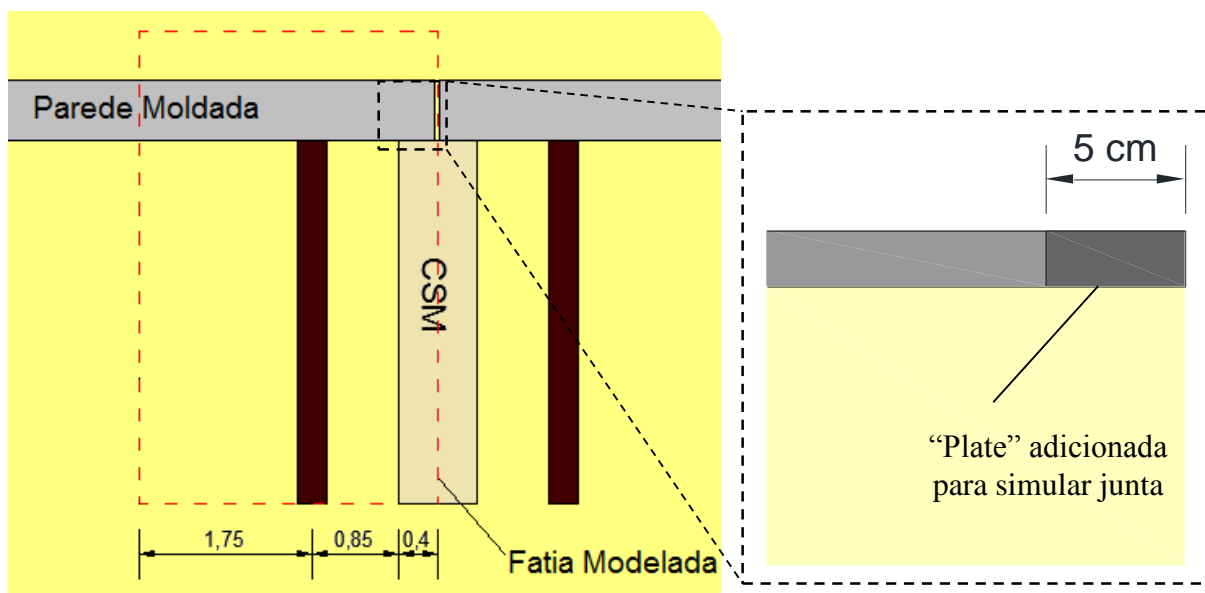


Figura 4.59 - Esquema exemplificativo da aplicação de uma junta na escavação modelada.

A Figura 4.60 representa o diagrama de momentos fletores no plano horizontal à escavação com propagação de momentos nas zonas de junta. A Figura 4.61 representa o diagrama de momentos fletores no plano horizontal à escavação para juntas “rotuladas”. Os resultados foram obtidos para a cota de colocação da escora (-12,5 m).

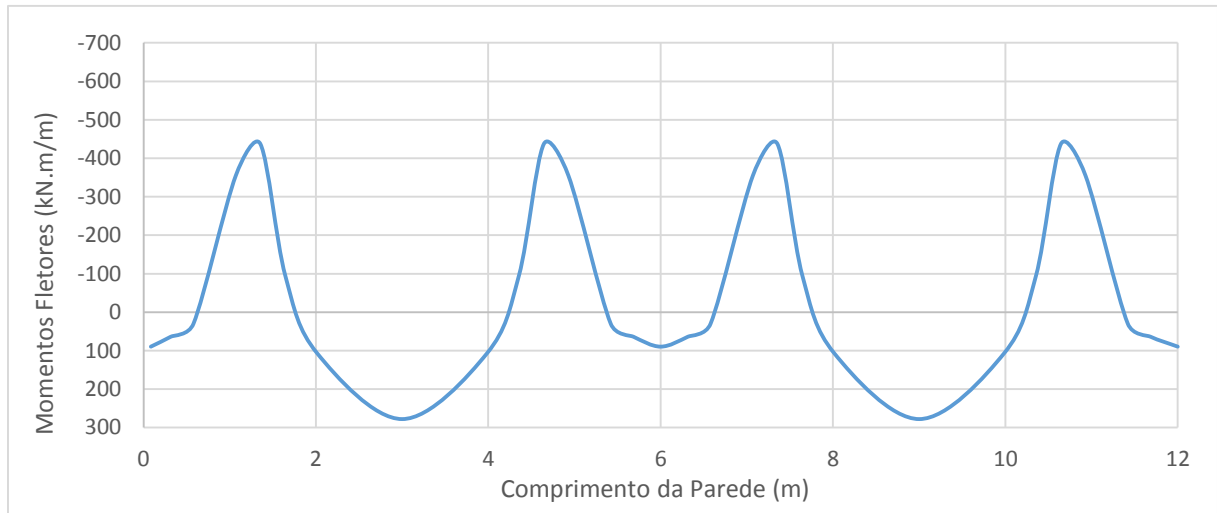


Figura 4.60 - Diagrama de momentos fletores no plano horizontal à escavação para a junta “não-rotulada”.

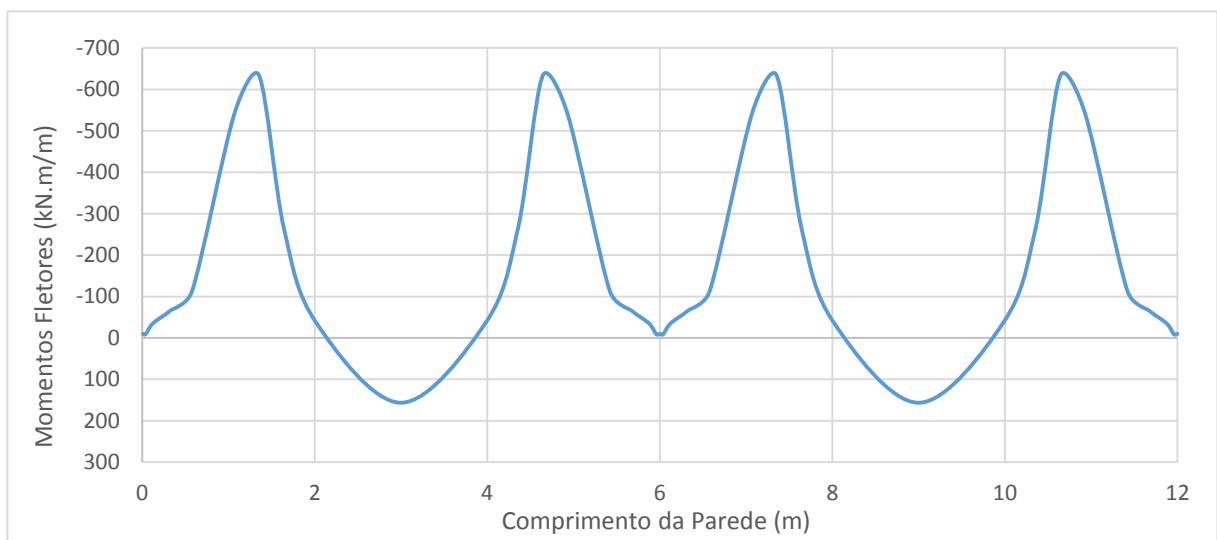


Figura 4.61 - Diagrama de momentos fletores no plano horizontal à escavação para a junta “rotulada”.

Perante os resultados obtidos, verifica-se que se conseguiu modelar as juntas de paredes moldadas com êxito pois as zonas de juntas correspondem a momentos quase nulos. Devido ao efeito de garantir momentos quase nulos nas juntas, agravaram-se os momentos fletores negativos, em comparação com a análise sem juntas modeladas. O agravamento de momentos negativos foi cerca de 30% e assistiu-se a uma ligeira redução dos momentos positivos.

De forma a representar os momentos fletores, no plano horizontal, na fase seleccionada para as várias profundidades de escavação, elaborou-se a Figura 4.62, que representa os momentos fletores para a parede não “rotulada” e, portanto, com transmissão de momentos fletores e a Figura 4.63 que representa os momentos fletores onde foi modelada a junta “rotulada”. Encontram-se representados os momentos fletores para a fatia modelada ou seja, para um comprimento da parede igual ao comprimento da fatia (3 m).

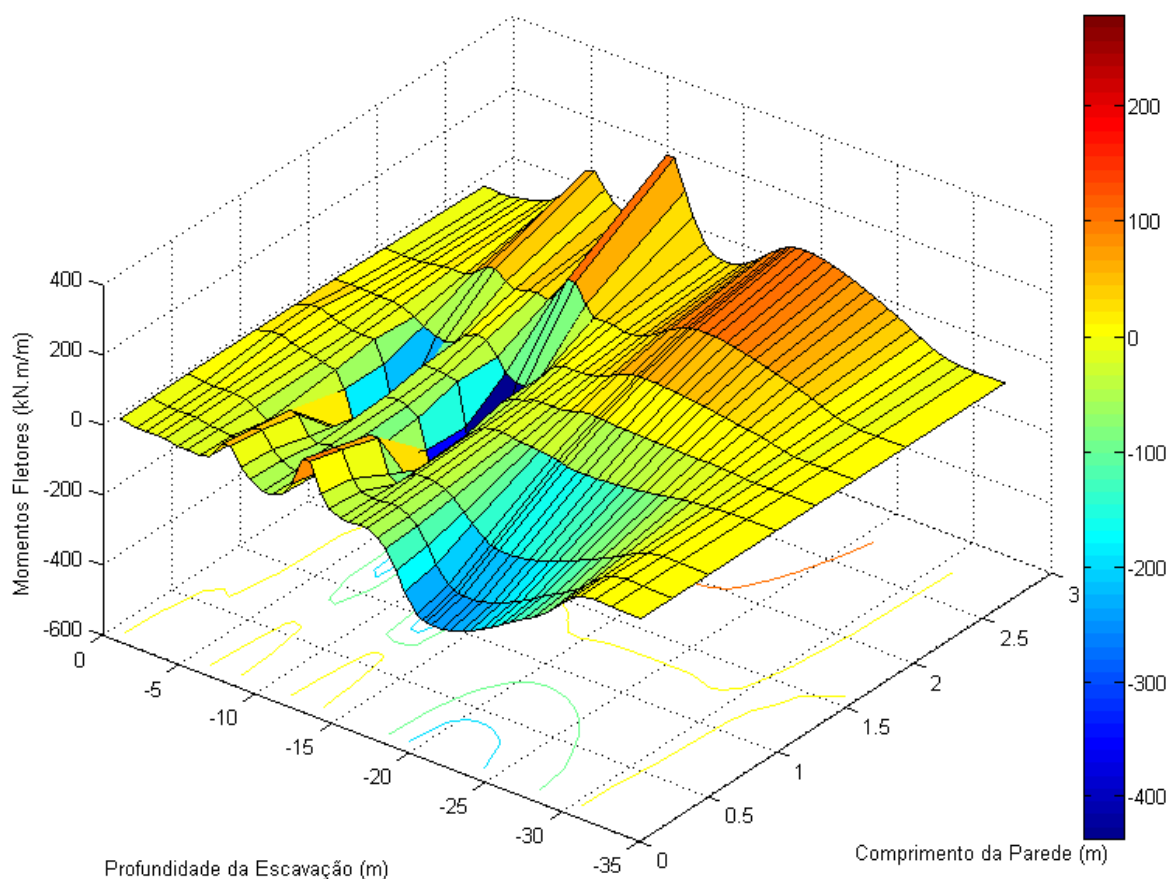


Figura 4.62 - Superfície de momentos fletores para a parede “não-rotulada” (rodada 90°).

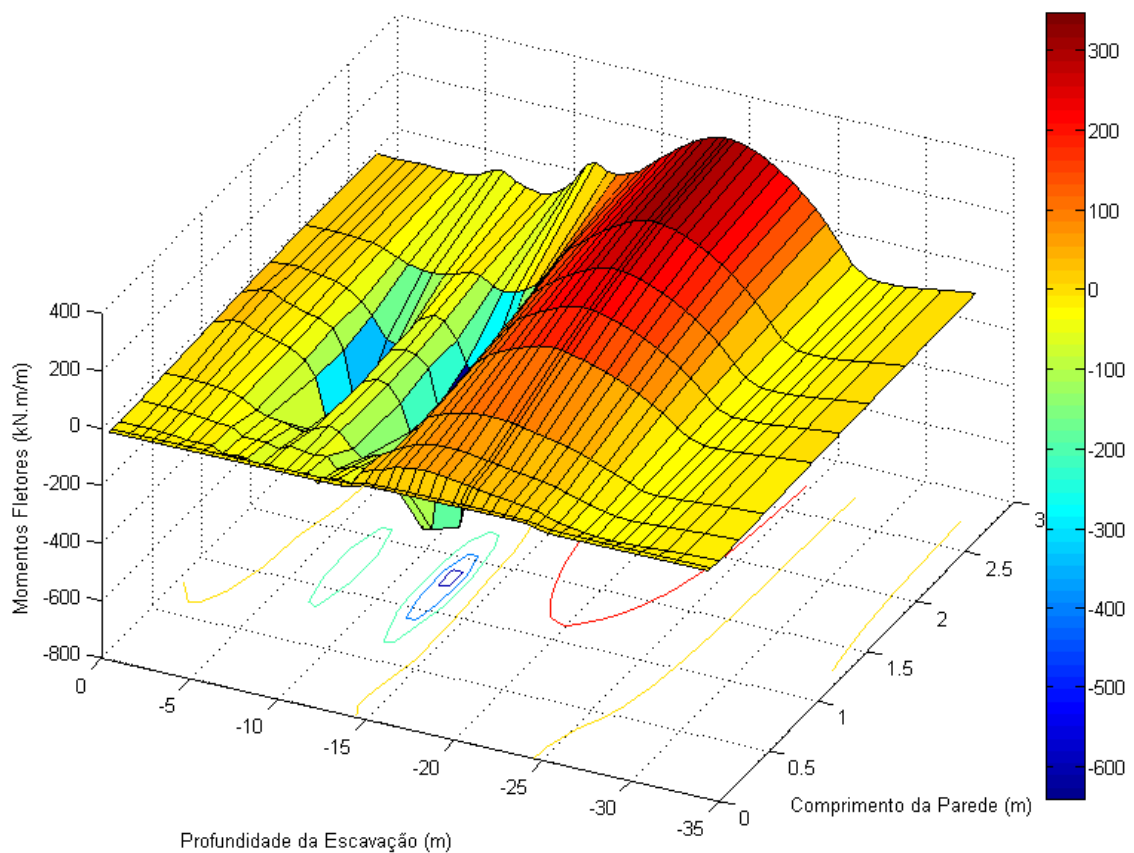


Figura 4.63 - Superfície de momentos fletores para a parede “rotulada” (rodada 90°).

A redução para momentos quase nulos na junta é visível na Figura 4.63, para comprimento da parede de 0 m. As diferenças são evidentes no que toca ao sistema de rotulagem alcançado, reparando-se na existência de momentos na zona de junta na Figura 4.62. Existe um agravamento dos momentos fletores para a zona abaixo da base da escavação para a fase analisada na parede com junta rotulada. Mais uma vez esse agravamento é cerca de 30%.

É igualmente importante conhecer momentos fletores e deslocamentos no plano vertical à escavação e assentamentos à superfície quando as juntas são modeladas. A Figura 4.64 representa os deslocamentos horizontais da parede para os dois casos modelados e a Figura 4.65 os assentamentos à superfície. É apresentada a envolvente de momentos fletores de todas as fases de escavação, estabelecendo a comparação entre as duas análises na Figura 4.66.

Ao analisar os deslocamentos horizontais da parede verifica-se que o deslocamento máximo ocorre para a modelação com a parede “rotulada”, embora a variação não seja muito elevada: cerca de 10%. Apesar da diferença nos deslocamentos horizontais, observa-se que simulando a parede “rotulada”, os assentamentos à superfície são minimizados até cerca de 15 m da escavação. Depois dessa distância, os assentamentos são superiores à análise com parede não “rotulada” mas observa-se que o levantamento da parede é minimizado, estando esse valor muito próximo de zero.

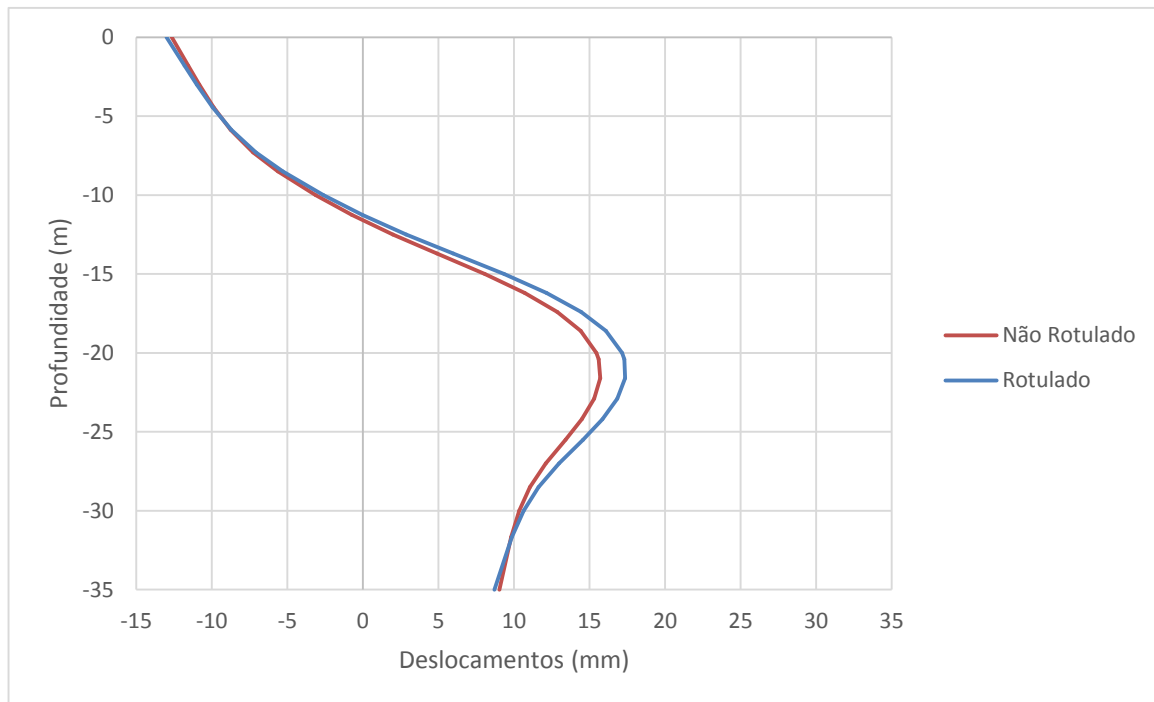


Figura 4.64 - Deslocamentos horizontais da parede para a fase 8 de escavação (pré-esforço igual a $0,9I_0$).

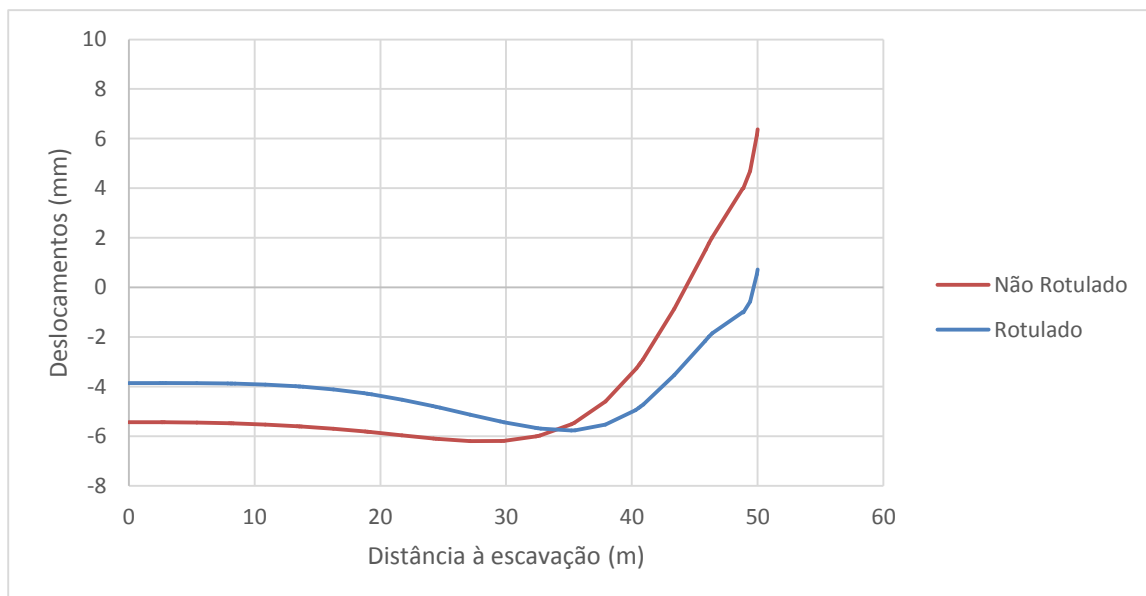


Figura 4.65 - Deslocamentos verticais à superfície para a fase 8 de escavação (pré-esforço igual a $0,9I_0$).

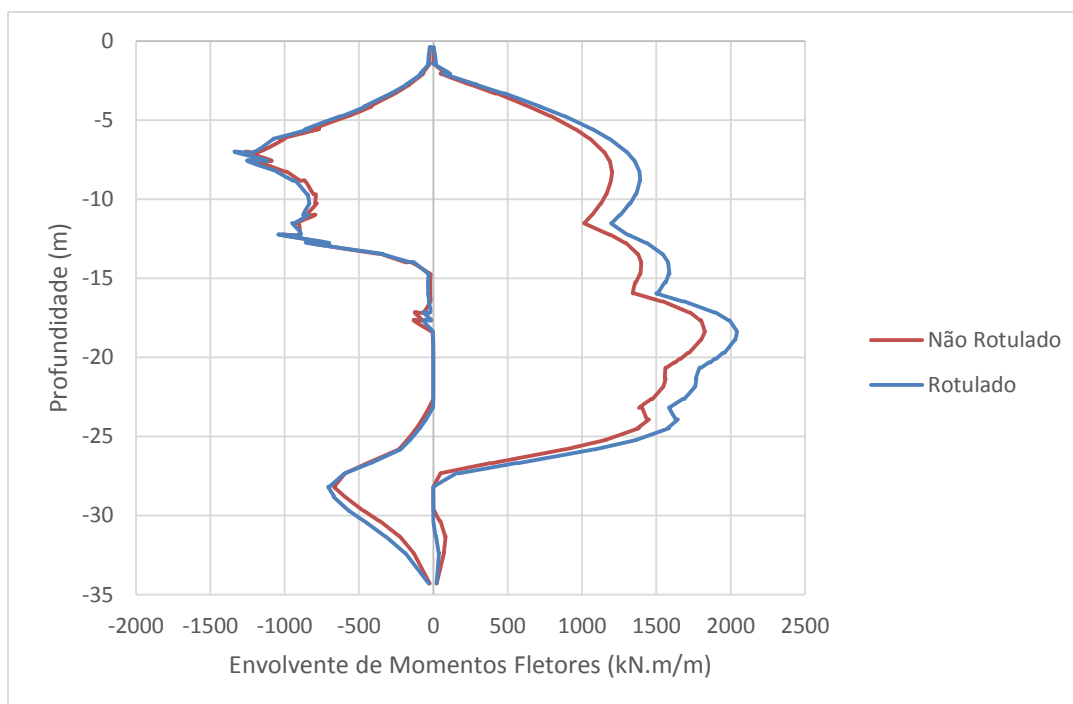


Figura 4.66 - Envolvente de momentos fletores para todas as fases de escavação (pré-esforço igual a 0,9I₀).

Analisando a envolvente de momentos fletores, observa-se a similaridade de valores para os momentos fletores negativos e o aumento de momentos fletores positivos para a análise com parede “rotulada”. Seria de esperar este aumento devido ao aumento dos deslocamentos observados na Figura 4.64.

Conclui-se que a junta de paredes moldadas pode ser modelada de modo a simular de forma mais pertinente o comportamento da parede de suporte e, naturalmente, a escavação no seu todo. Com a inclusão da junta e consequentemente de uma “rótula” entre paredes moldadas, assiste-se a um agravamento dos momentos fletores e deslocamentos. Atendendo que uma modelação numérica é tanto melhor quanto mais ajustada for à realidade, torna-se evidente que é plausível simular paredes moldadas “rotuladas”. Na realidade as juntas entre painéis não transmitem momentos nem corte e sendo este conteúdo introduzido na modelação, tornam-se mais verosímeis os resultados obtidos.

4.11. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Sendo então a solução multiescorada como a mais apta para o uso da técnica de CSM, é importante perceber o efeito do pré-esforço no comportamento da escavação. Apurou-se que a ação cooperativa de escoras pré-esforçadas e reforço do maciço não aumenta a eficiência ao nível de volume de solo deslocado com o progressivo aumento dos valores de pré-esforço ou seja, não existe um efeito sinérgico nitidamente observável. Para as variações de pré-esforço simuladas, a escavação com tratamento com CSM apresentou valores melhores ou similares que o tratamento através de *jet grouting*. Estes resultados são promissores indicando a favorável contribuição da técnica de CSM para escavações com pré-esforço aplicado, abrindo novos caminhos para um controlo de deslocamentos mais apertado.

A influência do módulo de elasticidade do solo reforçado é importante para perceber a evolução do comportamento da escavação. Os deslocamentos são tanto maiores quanto mais baixas são as propriedades de rigidez dos painéis de CSM e “laje” de *jet grouting*. Com o aproximar do máximo

módulo de elasticidade modelado, os painéis de CSM demonstraram conseguir aumentar a eficiência na minimização de deslocamentos, comparativamente com a solução com *jet grouting* ou seja, conseguiu-se uma redução progressiva de deslocamentos sem atingir uma situação onde por mais que se aumentasse o módulo de elasticidade, os deslocamentos não sofriam alterações. O “patamar” atingido pela escavação com reforço pela técnica de *jet grouting*, observável na Figura 4.15, não foi observado nas modelações onde se utilizou a técnica de CSM. Pelo facto da massa de *jet grouting* apresentar uma maior rigidez que os painéis de CSM e com o sucessivo incremento de rigidez simulado, atinge-se um nível em que o efeito máximo que podia surgir para minimização de deslocamentos já foi experimentado, e como tal, não pode ser melhorado por ser o limite máximo suportável, entrando-se assim num regime constante de deslocamentos sofridos.

Nas análises não-lineares efetuadas, o comportamento dos painéis de CSM foi inferior em comparação com o caso com massa tratada por *jet grouting*. Assistiu-se a um aumento de deslocamentos e momentos fletores gerados quando se analisou a massa de solo tratada com CSM em regime elástico-perfeitamente plástico e se foram baixando as suas características resistentes. Os painéis de CSM por terem um contacto mais pontual com a parede moldada e o solo escavado apresenta maiores tensões, mais plastificações e consequentemente maiores deformações plásticas, refletindo-se num comportamento distinto da “laje” de *jet grouting*, que sofreu pequenas plastificações mas sem grande consequência. De salientar que com pré-esforço aplicado, os deslocamentos máximos experimentados pela parede moldada para as duas técnicas de reforço de solo são semelhantes. Sem pré-esforço aplicado os deslocamentos são muito distintos mas os momentos fletores gerados são relativamente equivalentes. Fica bem clara a importância do escoramento com pré-esforço para a favorável ação do solo tratado com CSM no controlo da escavação.

É possível alcançar uma minimização ao nível económico se o tratamento com CSM for reduzido ao mínimo mas garantindo simultaneamente a estabilidade necessária à escavação. De acordo com os estudos efetuados, reduzir a profundidade do tratamento provoca um mau comportamento da escavação ou seja, originam-se maiores deslocamentos para uma menor profundidade atingida. A minimização de custos pode ser obtida pelo não tratamento do solo nas primeiras fases de escavação. Mostrou-se em 4.7 que os primeiros 3 m de tratamento com CSM podem ser desprezados por se obterem os mesmos esforços e deslocamentos que se obtêm para um tratamento integral. Devido à baixa profundidade de escavação, não se produzem deslocamentos e esforços de grande ordem de grandeza e por isso os painéis de CSM não são solicitados a “suportar” a parede moldada que, também apresenta uma grande rigidez. Poder-se-ia pensar que o mesmo efeito não seria observável quando não se aplica pré-esforço nas escoras, por estas minimizarem em muito os deslocamentos devido ao elevado pré-esforço. Reparou-se que o efeito dos painéis de CSM também pode ser desprezado quando não se aplica pré-esforço nos primeiros 3 m de escavação, indicando assim que os esforços gerados também são de uma reduzida ordem de grandeza. Quando se simula o tratamento com CSM a partir de 8,5 m de profundidade, os efeitos indesejáveis já começam a surgir onde seriam de esperar: deslocamentos horizontais da parede moldada no topo da escavação. No caso modelado com pré-esforço, os deslocamentos horizontais são reduzidos, assistindo-se paralelamente a uma manutenção de valores de esforços produzidos. Os valores de deslocamentos são reduzidos com o auxílio do pré-esforço aplicado pois, no mesmo caso sem pré-esforço nas escoras, o deslocamento horizontal é elevado e não pode ser desprezado. Iniciando o tratamento com CSM a partir de 8,5 m, os deslocamentos horizontais no topo da parede são relevantes, induzindo assentamentos à superfície ligeiramente superiores bem como o aumento de momentos fletores gerados.

O espaçamento longitudinal dos painéis de CSM constitui um importante estudo a realizar em fase de projeto. O espaçamento utilizado foi de 6 m para coincidir com as juntas da parede moldada, que por

serem zonas de potencial fraqueza, devem ser reforçadas. A influência do espaçamento dos painéis é preponderante para o comportamento da escavação e por isso, simulou-se um espaçamento de 12 m (dobro do original) para os painéis de CSM, ficando assim algumas juntas sem suporte garantido pelos painéis. Os resultados sugerem que com o aumento do espaçamento, os deslocamentos da parede moldada aumentam, como seria de esperar. Assiste-se inclusivamente a maiores deslocamentos para as zonas de juntas onde não existe reforço com painéis de CSM sendo assim boa prática colocar painéis de CSM nas juntas da parede moldada. Se o espaçamento adotado for elevado, devido por exemplo a condicionalismos de projeto, os deslocamentos e momentos fletores gerados no plano vertical à escavação aumentarão e no plano horizontal à escavação os deslocamentos também sofrerão um aumento significativo, sem influência nos momentos fletores produzidos.

Devido aos problemas associados ao rigor de aplicação da técnica de *jet grouting*, simulou-se em o efeito do deficiente contacto do jet com a parede, devido sobretudo à falta de controlo da geometria das colunas geradas quando executadas a grande profundidade. Os resultados sugerem que caso ocorra o defeito exposto, os deslocamentos e momentos gerados ficam longe do previsto inicialmente.

Para uma modelação real da escavação, achou-se uma solução compatível com as funcionalidades do programa de elementos finitos utilizado, para modelar a junta da parede moldada. As paredes moldadas por serem realizadas de forma descontínua, apresentam juntas que não transmitem momentos fletores e corte. Esta situação não é normalmente simulada em modelações numéricas de escavações e o seu estudo é portanto pertinente. Verificou-se que ao introduzir a “rótula” na junta, os momentos fletores no plano horizontal à escavação eram agravados cerca de 30%, bem como os momentos fletores no plano vertical à escavação e os deslocamentos associados. Parece realista e plausível simular paredes moldadas “rotuladas” de forma a tornar os resultados obtidos o mais completos possível.

Escavações Profundas em Solos Moles.

Reforço do Maciço pela Técnica de Cutter Soil Mixing.

5

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1. CONCLUSÕES

O trabalho desenvolvido no âmbito desta dissertação pretendeu aprofundar e contribuir para o conhecimento sobre escavações profundas em solos argilosos com grande possança. A implementação de soluções inovadoras para minimização de impactos na escavação e à sua volta, assume cada vez maior importância onde a crescente urbanização tem conduzido a área de geotecnia à necessidade de construção em solos de natureza desfavorável, associados ainda a questões de limitação de espaço e de tempo. Nesse contexto, as técnicas de melhoramento de solos que têm por base a mistura *in situ* com agentes estabilizadores, têm vindo a ser alvo de diversificação ao longo do tempo.

A técnica de *cutter soil mixing* (CSM) permite o melhoramento de solos recorrendo a alguns princípios de execução de paredes moldadas, misturando o solo com agentes estabilizadores, geralmente o cimento. Desta técnica salientam-se os impactos insignificantes associados à instalação, evitando excessos de compressão ou alívios de tensões no solo envolvente, o material tratado é facilmente escavado e apresenta boa resistência e rigidez, a posição de instalação é bastante precisa e existe confiança relativa à continuidade na direção transversal e na ligação com a parede moldada periférica. O campo de aplicação é muito abrangente, tanto ao nível do tipo de solo que pode servir de base de tratamento, como em relação ao tipo de obras onde a sua aplicação se torna técnica e economicamente viável.

Estes aspetos permitem afirmar que, relativamente a outras técnicas de melhoramento de solos como *jet grouting*, DSM e *compaction grouting*, esta técnica pode ser vantajosa em muitas situações. A aplicação da técnica de CSM em obras recentemente realizadas, permite demonstrar que tem sido implementada com sucesso um pouco por todo o mundo.

Relativamente às técnicas de reforço a escavar enunciadas, mostra-se que todas elas são relevantes e produziram resultados interessantes no contexto em que foram inseridas. Apesar de umas técnicas serem mais eficientes em relação a outras, conclui-se que melhorar o solo por técnicas de reforço está provado ser uma técnica útil em minimizar os deslocamentos inerentes à escavação.

Atendendo às diferenças entre a técnica de *jet grouting* com tratamento do solo na forma de “laje” e a técnica de CSM com tratamento através da realização de painéis transversais, considerando o controlo de movimentos nos quais os painéis de CSM são executados, prevê-se que a solução seja bastante promissora no esforço para conseguir a aproximação de deslocamentos nulos durante o processo de escavação. A solução de painéis transversais de CSM asseguram vantagens adicionais, já que os painéis de CSM que permanecem na última fase de escavação fornecem apoio para a laje de fundo e estrutura interna em fase definitiva, o tratamento por CSM por obturar fendas resultantes de eventuais defeitos de execução nas juntas da parede moldada, os painéis de CSM podem ser usados, antes da presa, para

instalar os perfis verticais do sistema de contraventamento do escoramento e pode obter-se uma redução dos momentos fletores em relação à solução com a técnica de *jet grouting*.

Para tentativa de obter-se resultados benéficos inerentes à escavação, verificou-se que uma escavação multiescorada apresenta melhores resultados, quando utilizados painéis de CSM como meio de reforço do maciço. Como os painéis de CSM vão sendo escavados, um suporte garantido com escoramento compensa as perdas de rigidez dos painéis sofridas com a sua progressiva desagregação. Tratando-se de uma escavação multiescorada, o efeito do pré-esforço deve estar bem presente pois com valores altos de pré-esforço aplicado, reduz-se consideravelmente os deslocamentos da parede moldada e consequentemente o volume de solo deslocado. Por outro lado, valores altos de pré-esforço conduzem a cargas elevadas nas escoras, originando momentos fletores na parede particularmente sensíveis a eles. Com a adição de reforço do maciço, a redução atingida é maior.

Foram realizados um conjunto de cálculos em que se procedeu à alteração do módulo de elasticidade dos painéis de CSM e “laje” de *jet grouting*. Das análises realizadas concluiu-se que os deslocamentos são tanto maiores quanto mais baixas são as propriedades de rigidez adotadas. Com o aproximar do máximo módulo de elasticidade modelado, os painéis de CSM demonstraram conseguir aumentar a eficiência na minimização de deslocamentos, comparativamente com a solução com *jet grouting*.

Para as análises não-lineares realizadas ao reforço do maciço verificou-se que o reforço do maciço através da realização de painéis de CSM apresenta maiores tensões, mais plastificações e consequentemente maiores deformações plásticas, refletindo-se num comportamento distinto da “laje” de *jet grouting*, que sofreu pequenas plastificações, sem grande consequência no efeito global da escavação.

Para se alcançar uma redução de custos de tratamento do solo através da técnica de CSM sem contrapartidas para a estabilidade, não se recomenda a redução da profundidade dos painéis. A minimização de custos pode ser obtida desprezando os primeiros metros de tratamento. Os resultados sugerem que se o tratamento for realizado após a escavação de 3 m de solo, os impactes na escavação são negligenciáveis. Se o tratamento se iniciar após 8,5 m de solo escavado, já se verificam impactes negativos no comportamento da escavação.

É boa prática colocar os painéis de CSM nas zonas onde existem juntas de paredes moldadas pois do ponto de vista de engenharia, faz sentido instalar o reforço nas zonas mais fracas da parede. Para os painéis coincidirem com as juntas da parede moldada, definiu-se um espaçamento de 6 m para os painéis. Utilizou-se também um espaçamento de 12 m, ficando assim zonas de junta sem reforço. Para esta modelação observou-se um aumento de deslocamentos e momentos fletores gerados. No plano horizontal à escavação observou-se que as zonas não reforçadas experimentaram maiores deslocamentos que as zonas reforçadas, mostrando assim o efeito favorável dos painéis de CSM.

Para se introduzir uma junta “rotulada” devido às descontinuidades existentes nas paredes moldadas, modelou-se no programa de elementos finitos uma rótula assumindo um elemento casca com características elasto-plásticas. A modelação foi bem sucedida conseguindo-se modelar o efeito da “rótula” entre painéis de paredes moldadas, à custa de um aumento de 30% nos momentos fletores no plano horizontal à escavação. No plano vertical à escavação verificaram-se também aumentos nos deslocamentos e momentos fletores gerados.

A obtenção de boas soluções através da técnica de CSM depende de diversos fatores como as condições geológico-geotécnicas, os requisitos específicos de cada projeto, a experiência do projetista, a disponibilidade de equipamento apropriado e de pessoal qualificado. Tendo em conta a quantidade de fatores que podem influenciar o processo de execução, é deveras importante criar um grande controlo

de qualidade e monitorização da obra em questão, especialmente quando a intervenção é realizada em meio urbano, permitindo também a tomada de medidas de prevenção e sem riscos para outras estruturas existentes nas proximidades da escavação. O controlo da qualidade é um aspeto de grande importância em obras geotécnicas, onde existem grandes incertezas na caracterização dos terrenos, podendo ser realizados planos de observação tentando caracterizar-se a obra ao longo das várias fases, em termos de estabilidade e níveis de deformação.

É pertinente destacar palavras de Karl Terzaghi enunciadas na 1ª Conferência Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações em Cambridge (EUA) em 1936, ainda hoje atuais:

“As nossas teorias poderão ser ultrapassadas por outras melhores, mas os resultados de observações conscienciosas de campo irão permanecer como inestimável valor para a nossa profissão. Dentro das investigações urgentes situa-se o penoso trabalho da observação de protótipos em todo o mundo e a comparação dos valores previstos com os valores observados. É necessário enriquecer o dossier dos casos de obras.”

As conclusões obtidas representam um resultado inspirador. Este tipo de escavações são rotineiramente realizadas com uma ordem de grandeza muito abaixo do que, no passado recente, era considerado um bom desempenho. A minimização de deslocamentos conseguida à custa de painéis transversais de CSM pode não ser a técnica a ser utilizada no futuro mas, parece convincente que se está a seguir na direção certa. Independentemente do que o futuro traga, a solução para resolver os problemas de escavações *cut-and-cover* em solos moles parece ser a combinação de construir a parede moldada e fornecer-lhe apoio antes da escavação.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Como linhas de desenvolvimento futuro deste trabalho, sugere-se que poderão ser dirigidos sobre as seguintes questões fundamentais:

- uma investigação mais aprofundada de casos reais de escavações em que seja possível a sua modelação com reforço do maciço com CSM, obtendo-se assim mais casos de estudo para ter um entendimento mais geral do funcionamento desta técnica, ainda muito recente.
- a realização de ensaios laboratoriais para atestar as características de resistência e de deformabilidade de modo a elaborar uma base de dados com os resultados laboratoriais efetuados para diferentes tipos de solos por todo o mundo, facilitando assim a modelação numérica nas características a atribuir à zona reforçada.
- implementação desta técnica, na forma de painéis transversais à escavação, num caso real, podendo-se assim acompanhar todas as fases de escavação e comportamento geral, servindo de comparação com os resultados modelados em programas de elementos finitos.
- um estudo completo, no que aos custos de tratamento diz respeito, seria interessante para averiguar quais as técnicas com melhor relação custo de implementação/minimização de deslocamentos.

Escavações Profundas em Solos Moles.

Reforço do Maciço pela Técnica de Cutter Soil Mixing.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bauer(2010). *Catálogo Bauer Maschinen.* <http://www.rtg-rammtechnik.de/export/sites/www.rtg-rammtechnik.de/pdf/process/905-656-2.pdf>. Abril 2014.
- Brito, J., Matos Fernandes, M. (2006). *Estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa: conceção, previsões do projeto e comportamento*. Proc. 3º Congresso Português-Brasileiro, pp 21-42.
- Carreto, J. (1999). *Jet Grouting: a problemática do dimensionamento e controlo da qualidade*. Dissertação de Mestrado, FCT/UNL.
- Cruz, J. (2012). *Abordagem às soluções de contenção de escavações usando a técnica deep soil mixing*. Dissertação de Mestrado, FCT/UNL.
- Dias Pereira, C. (2008). *Aplicação de jet grouting em escavações profundas em solos moles*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Eide, O., Aas, G., Josang, T. (1972). *Special application of cast-in-place walls for tunnels on soft clay in Oslo*. Proc. V ECSMFE, Madrid, v. 1, pp 485-498.
- Hsieh, H., Wang, C., Ou, C. (2003). *Use of jet grouting to limit diaphragm wall displacement of a deep excavation*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.129.
- Karlsrud, K., Andresen, L. (2007). *Design of deep excavations in soft clays*. Proc. XIV ECSMGE, Madrid, v. 1, pp 77-99.
- Larsson, S (2005). *State of Practice Report – Excavation, monitoring and quality control*, Suécia, pp 733-743.
- Liu, G., Charles, W, Wang, Z. (2005). *Observed performance of a deep multistrutted excavation in Shanghai soft clays*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 131.
- Lopes, P. (2010). *Projeto Geotécnico – execução de fundações profundas. A tecnologia de cutter soil mixing*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico.
- Mana, A., Clough, G. (1981). *Prediction of movements for braced cuts in clay*. Journal Geotech. Eng. Div., ASCE GT6.
- Matos Fernandes, M. (2010). *Deep urban excavations in Portugal: practice, design, research and perspectives*. International Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol. 33, N. 3.
- Matos Fernandes, M., Almeida e Sousa, J. (2003). *Deep excavations in soft soils. Classical and new solutions to control the movements*. Challenges of Engineering in Portugal, pp 203-214, www.odebrecht.com.
- Matos Fernandes, M., Maranha das Neves, M., Salgado, F., Pina, L., Flor, A., Brito, J., Tavares, A. (2007) *Jet grouting solutions for cut-and-cover subway metro stations in Lisbon downtown*. Proc. XIV ECSMGE, Madrid, v. 2, pp 895-900.
- Matos Fernandes, M., Peixoto, A., Pinto, A., Pita, X., Topa Gomes, A., Pedro, A. (2010). *A técnica de cutter soil mixing aplicada a escavações urbanas*. Atas do 5º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Gramado, CD-Rom.

- Merrit, A., Menkiti, C., Harris, D., Zdravkovic, L., Potts, D., Mair, R. (2010). *3D finite element analysis of a diaphragm wall excavation with sacrificial crosswalls*. Geotechnical Challenges in Megacities, GeoMos2010, Int. Geotech. Conf., Moscow, Russia.
- Ou, C.-Y., Wu, T.-S., Hsieh, H.-S. (1996). *Analysis of deep excavations with column type of ground improvement in soft clay*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, No 9.
- Peck, R. (1969). *Deep excavations and tunneling in soft ground*. Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico City, General Report, State-of-the-Art Volume.
- Porbaha, A., Tanaka, H., Kobayashi, M. (1998). *State of the art in deep mixing technology. Part 2: applications*. Proceedings of the ICE – Ground improvement, 2(3), pp 125-139.
- Sousa, E. (2009). *A técnica de cutter soil mixing aplicada a escavações urbanas. Aspectos gerais e caso de estudo*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Stoetzer, E., Gerresen, F., Schoepf, M. (2006.). *CSM cutter soil mixing – a new technique for the construction of subterranean walls. Initial experiences gained on completed projects*. 10th International Conference On Piling And Deep Foundations, Amsterdam, Netherlands.
- Wilson, B. (2007). *Environmental and Geotechnical applications of cutter soil mixing*. RemTech.

ANEXO 4.1: Variação do módulo de elasticidade.

Em seguida apresentam-se os diagramas de deslocamentos horizontais, momentos fletores e deslocamentos à superfície para as modelações sem pré-esforço.

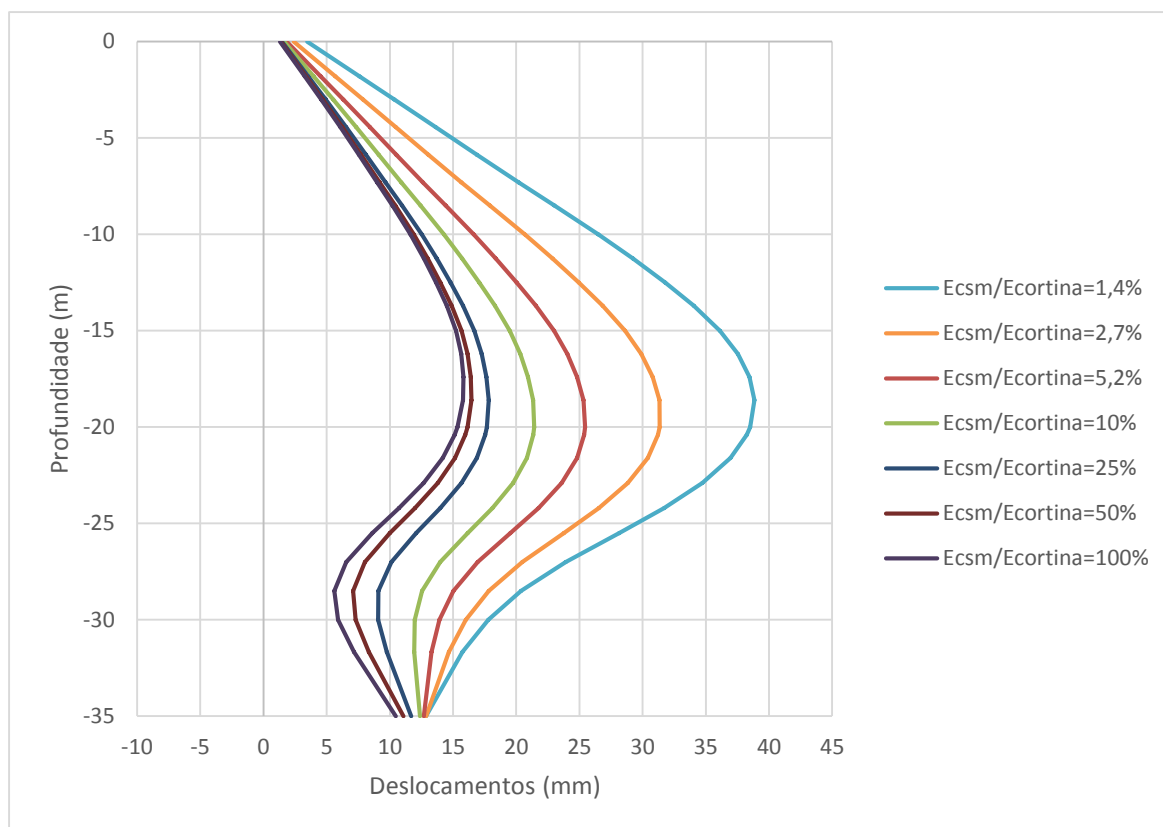


Figura A4.1.1 – Deslocamentos horizontais da parede moldada no final da escavação para os cálculos presentes na Tabela 4.4, sem pré-esforço aplicado (reforço através de CSM).

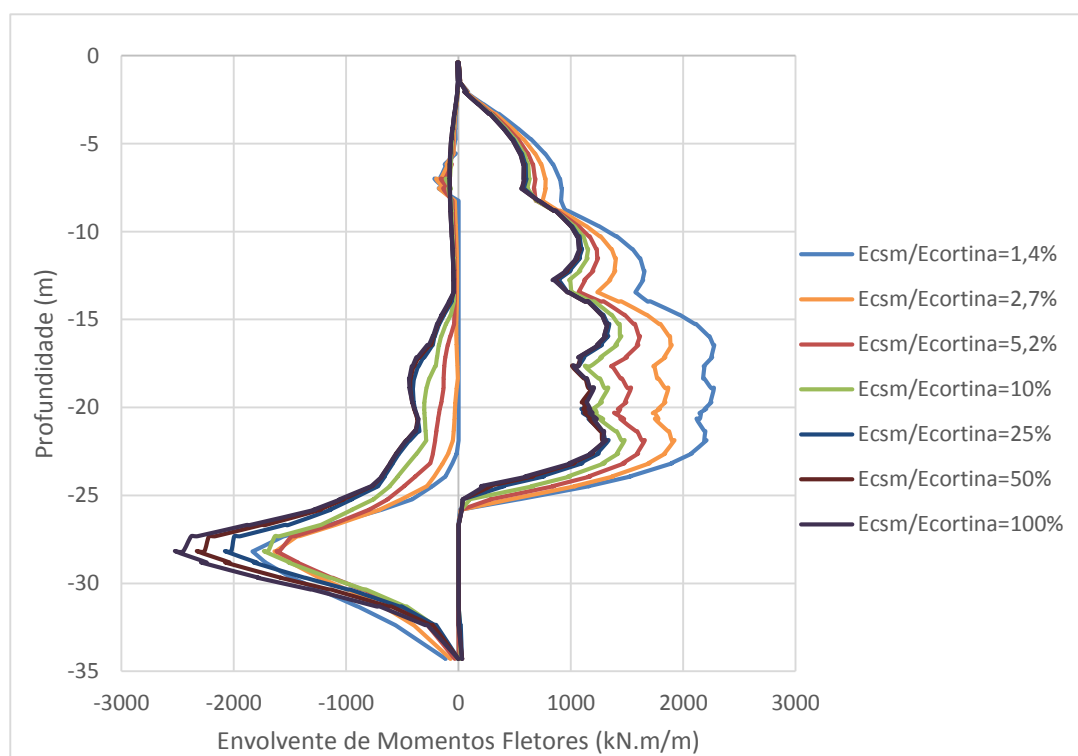


Figura A4.1.2 – Envoltório de momentos fletores da parede moldada para os cálculos presentes na Tabela 4.4, sem pré-esforço aplicado (reforço através de CSM).

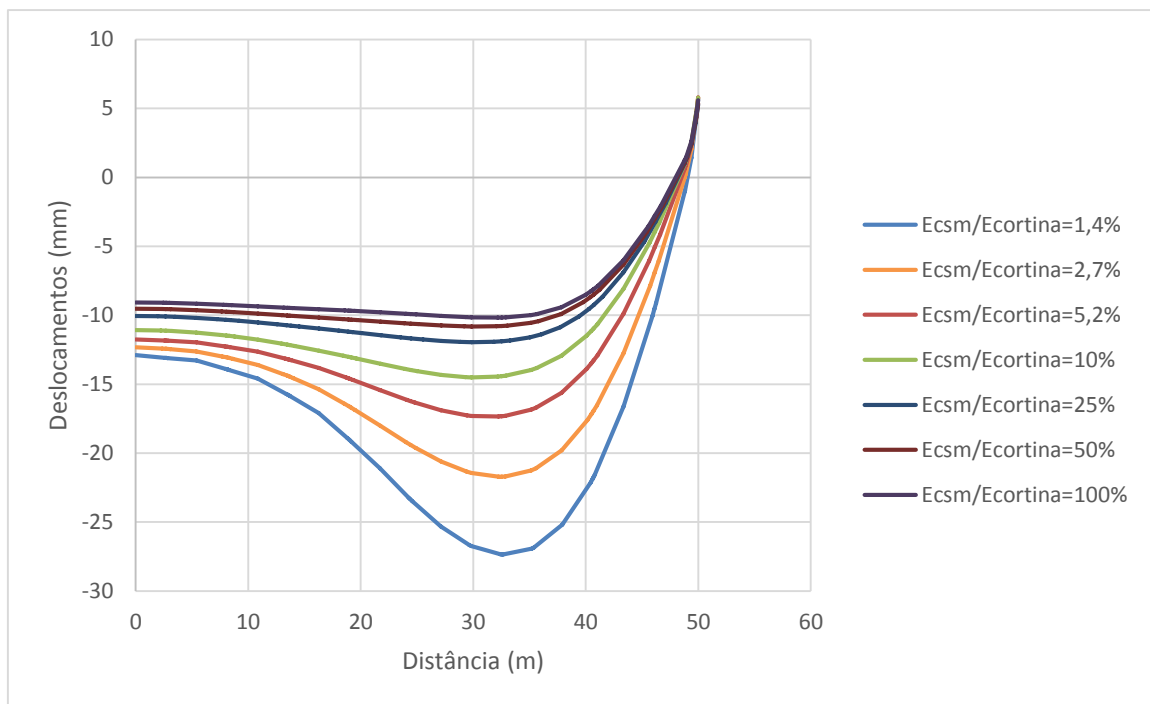


Figura A4.1.3 – Deslocamentos verticais à superfície no final da escavação para os cálculos presentes na Tabela 4.4, sem pré-esforço aplicado (reforço através de CSM).

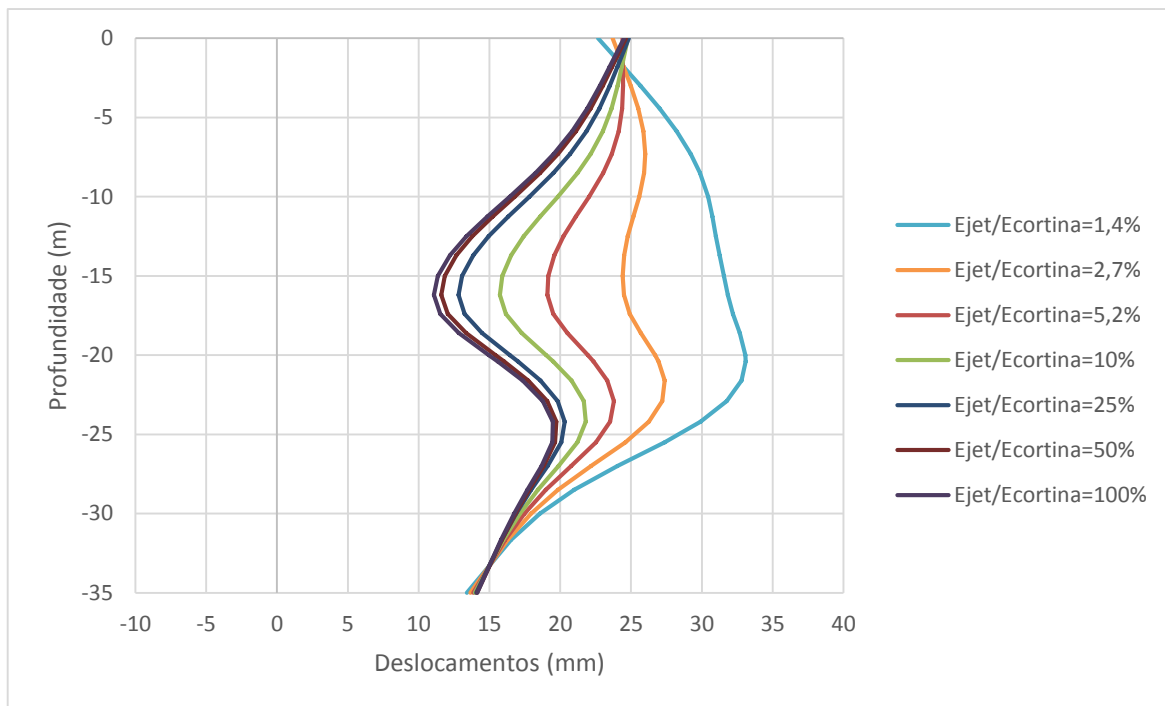


Figura A4.1.4 – Deslocamentos horizontais da parede moldada no final da escavação para os cálculos presentes na Tabela 4.4, sem pré-esforço aplicado (reforço através de *jet grouting*).

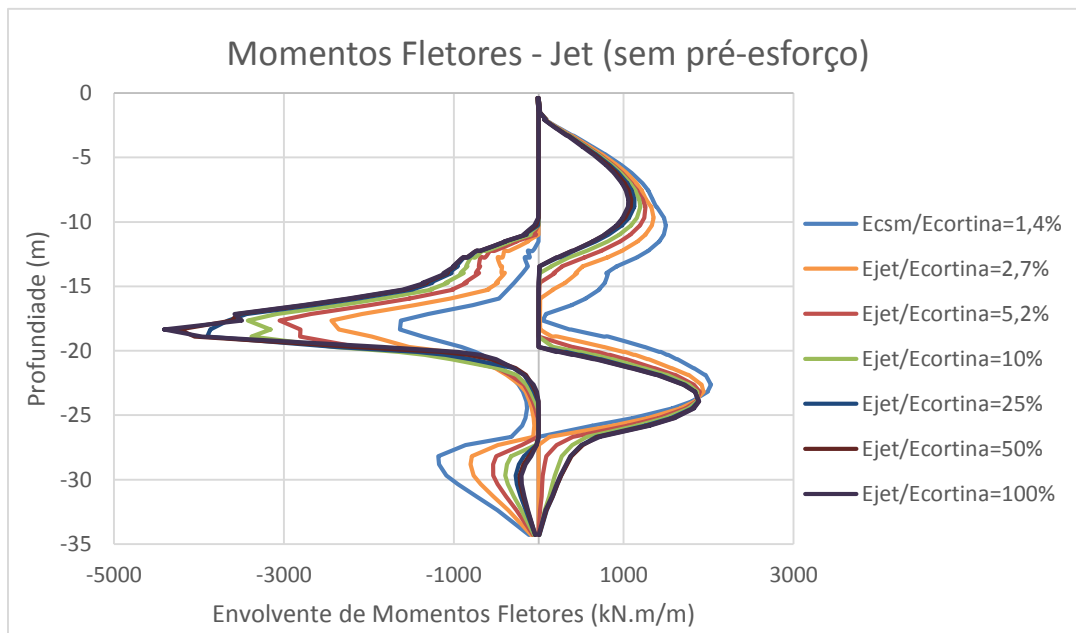


Figura A4.1.5 – Envoltório de momentos fletores da parede moldada para os cálculos presentes na Tabela 4.4, sem pré-esforço aplicado (reforço através de *jet grouting*).

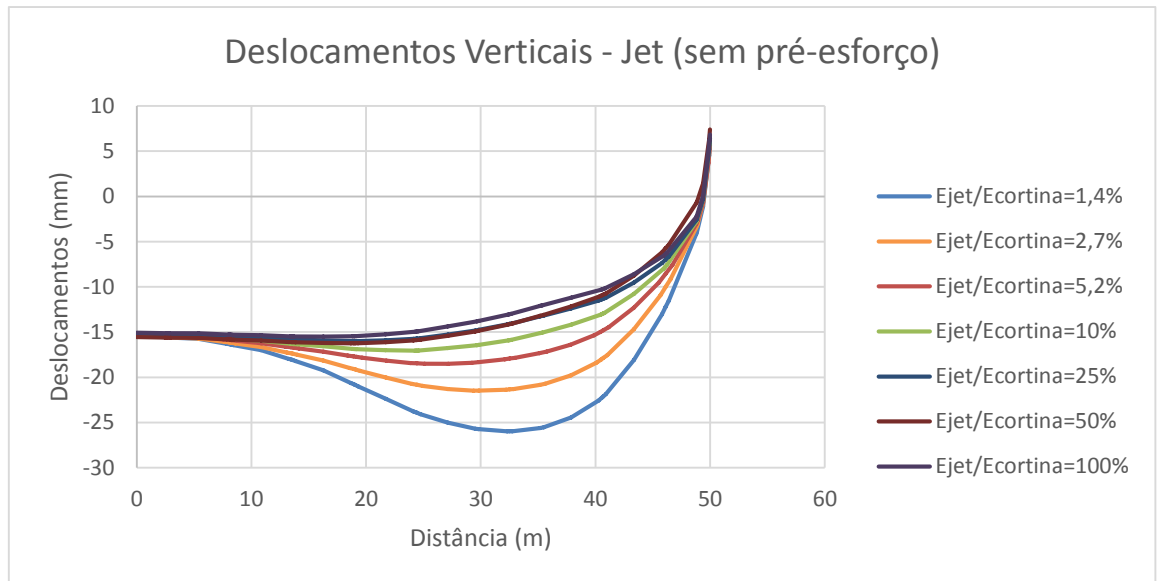


Figura A4.1.6 – Deslocamentos verticais à superfície no final da escavação para os cálculos presentes na Tabela 4.4, sem pré-esforço aplicado (reforço através de *jet grouting*).

ANEXO 4.2: Deslocamentos e momentos fletores da parede no plano horizontal à escavação.

Em seguida apresentam-se os diagramas de deslocamentos e momentos fletores da parede no plano horizontal à escavação para a cota de todos os níveis de escoras.

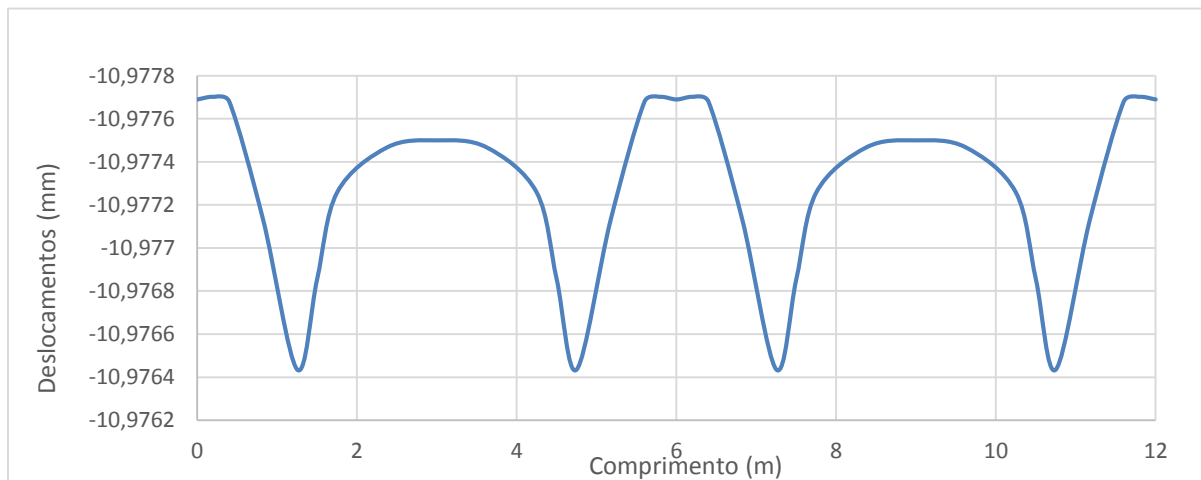


Figura A4.2.1 – Deslocamentos da parede no plano horizontal para um espaçamento de 6 m, à cota -1,8 m.

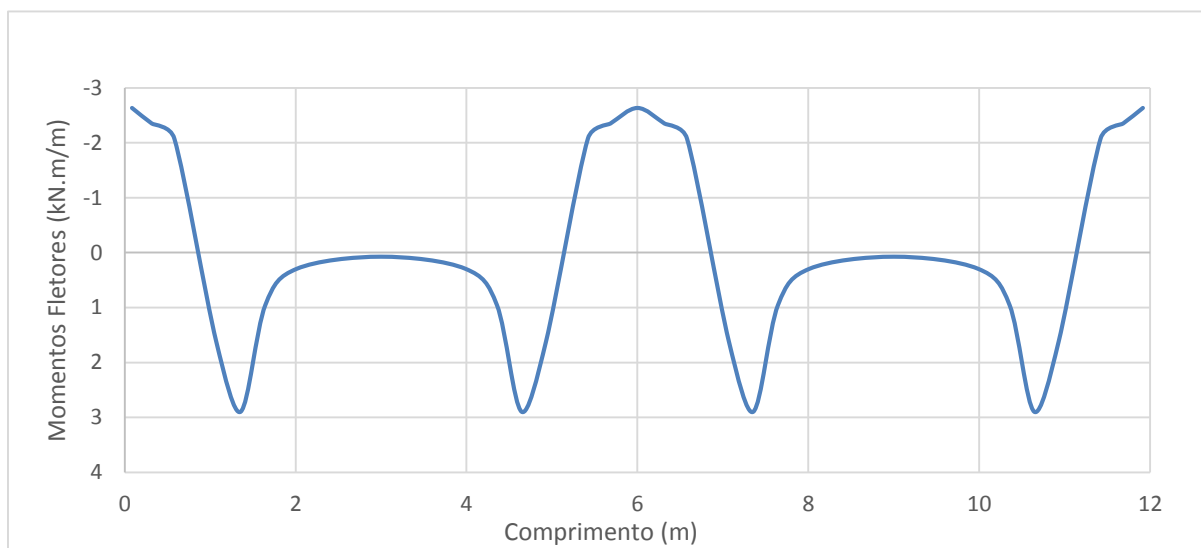


Figura A4.2.2 – Momentos fletores da parede no plano horizontal para um espaçamento de 6 m, à cota -1,8 m.

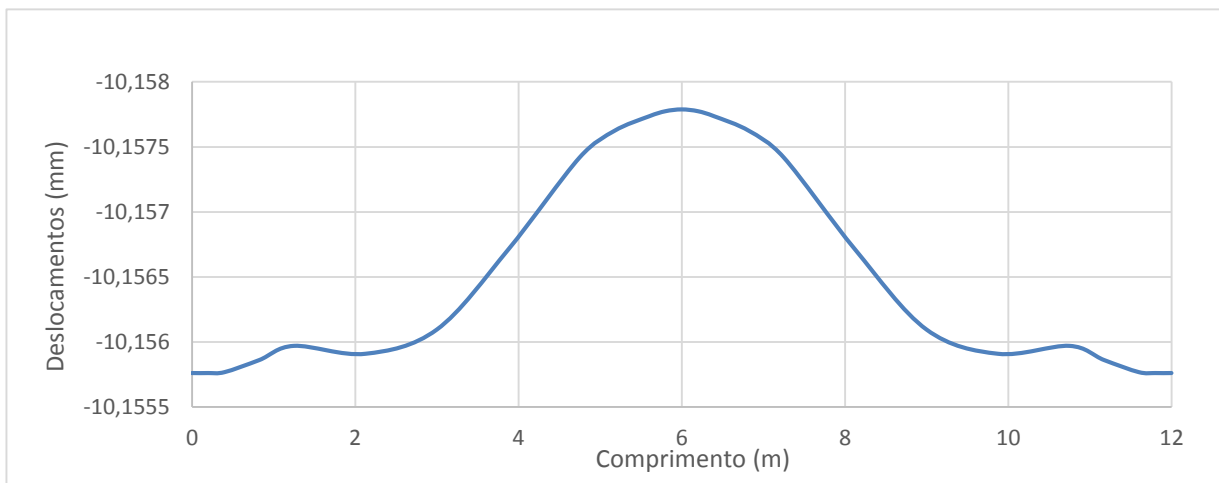


Figura A4.2.3 – Deslocamentos da parede no plano horizontal para um espaçamento de 12 m, à cota -1,8 m.

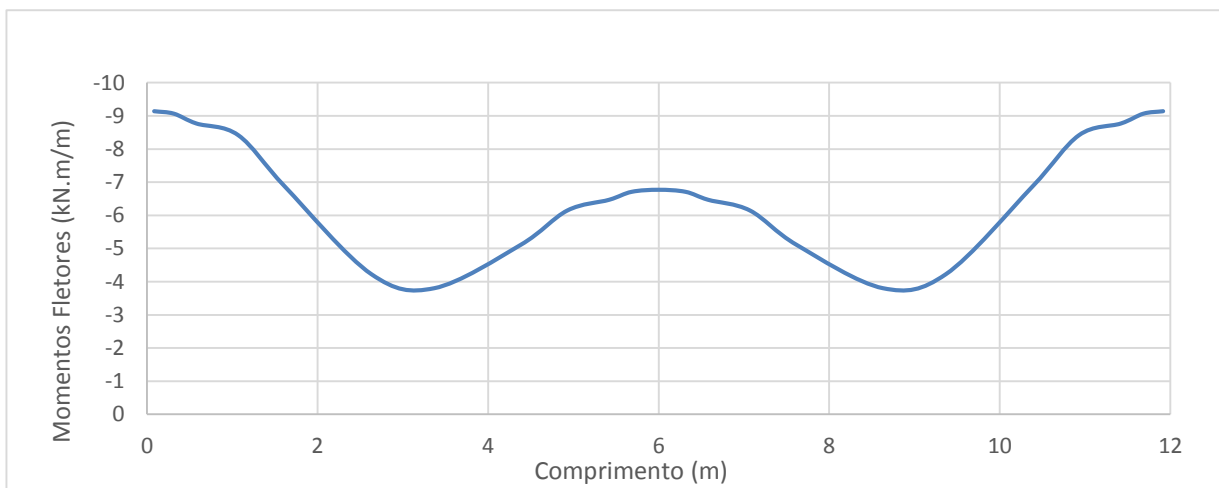


Figura A4.2.4 – Momentos fletores da parede no plano horizontal para um espaçamento de 12 m, à cota -1,8 m.

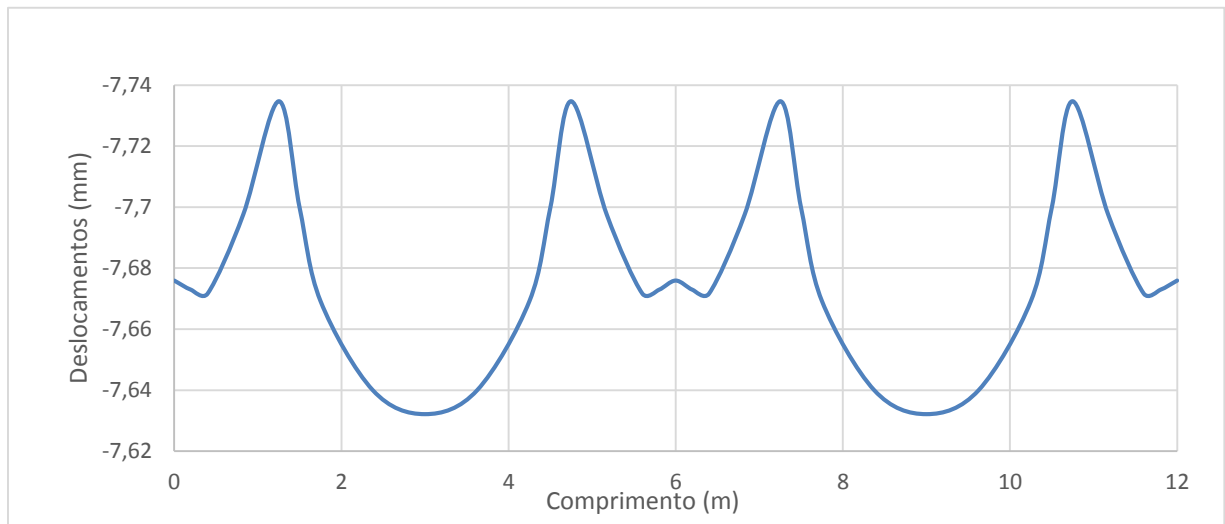


Figura A4.2.5 – Deslocamentos da parede no plano horizontal para um espaçamento de 6 m, à cota -7,3 m.

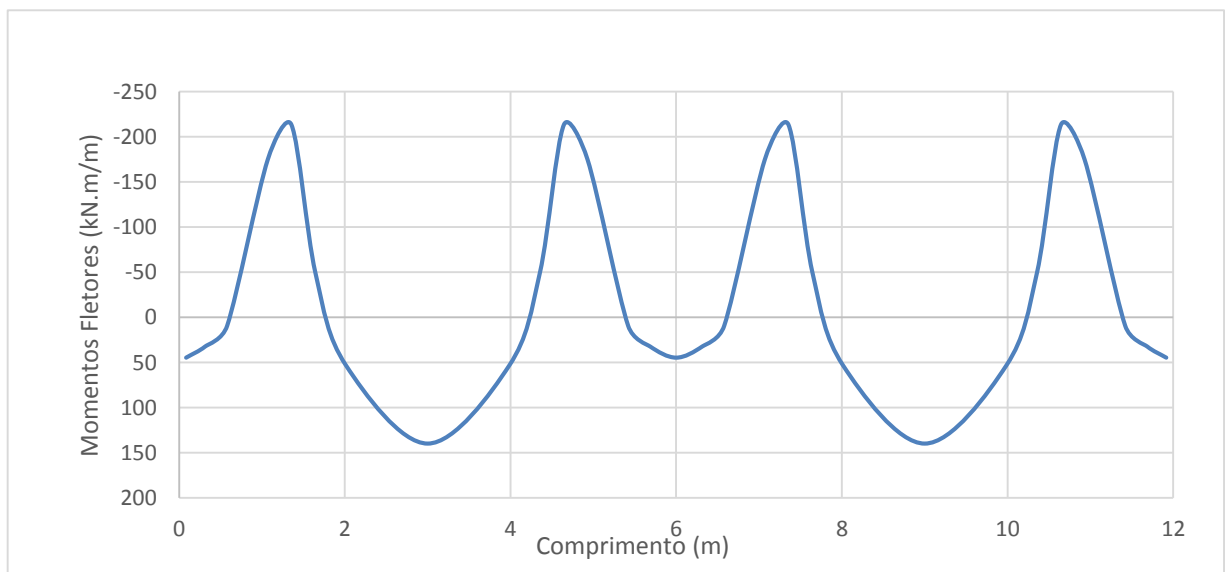


Figura A4.2.6 – Momentos fletores da parede no plano horizontal para um espaçamento de 6 m, à cota -7,3 m.

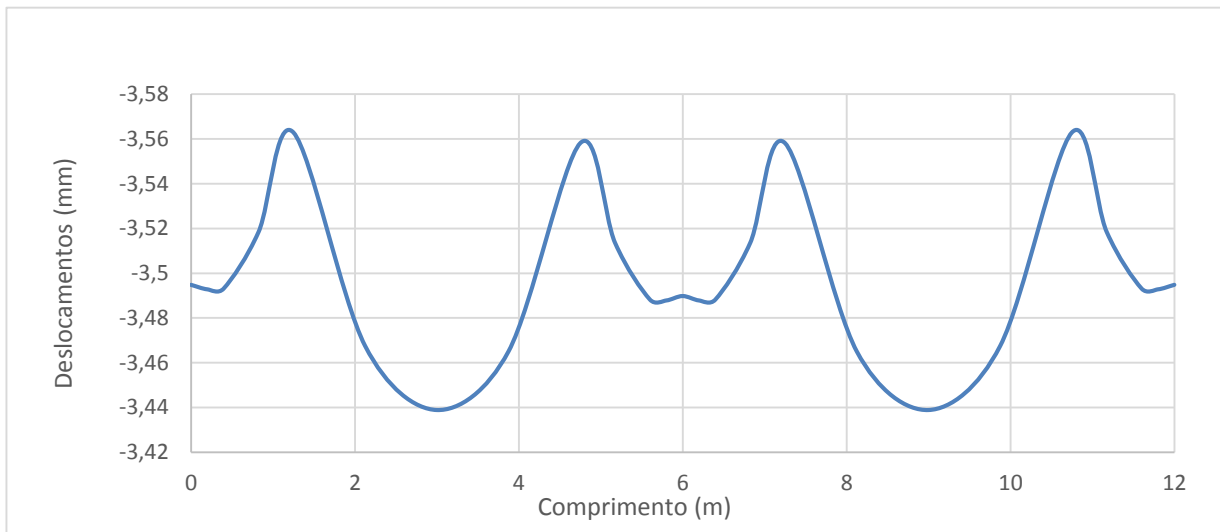


Figura A4.2.7 – Deslocamentos da parede no plano horizontal para um espaçamento de 12 m, à cota -7,3 m.

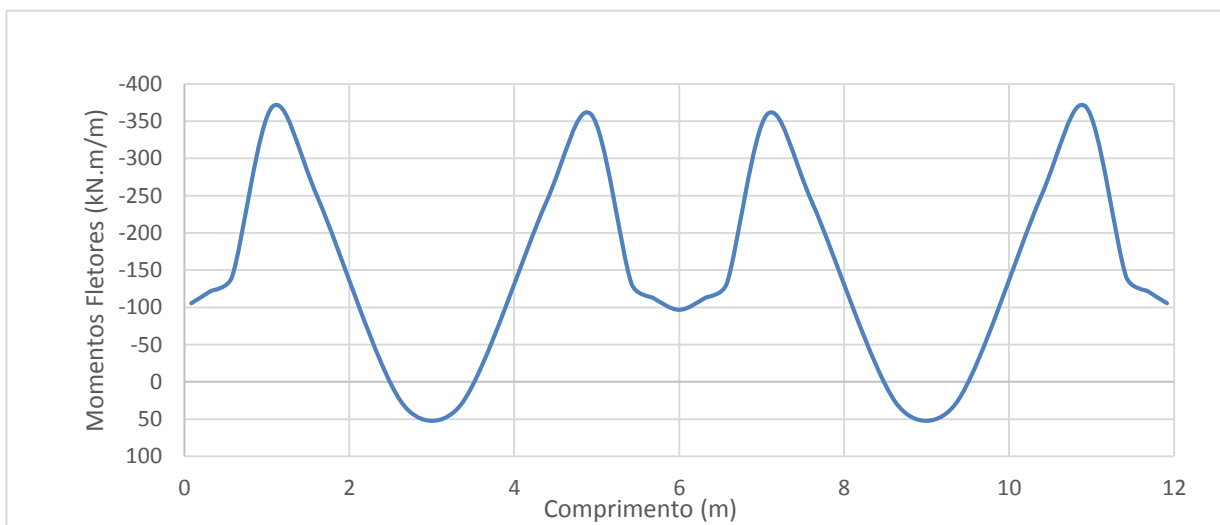


Figura A4.2.8 – Momentos fletores da parede no plano horizontal para um espaçamento de 12 m, à cota -7,3 m.

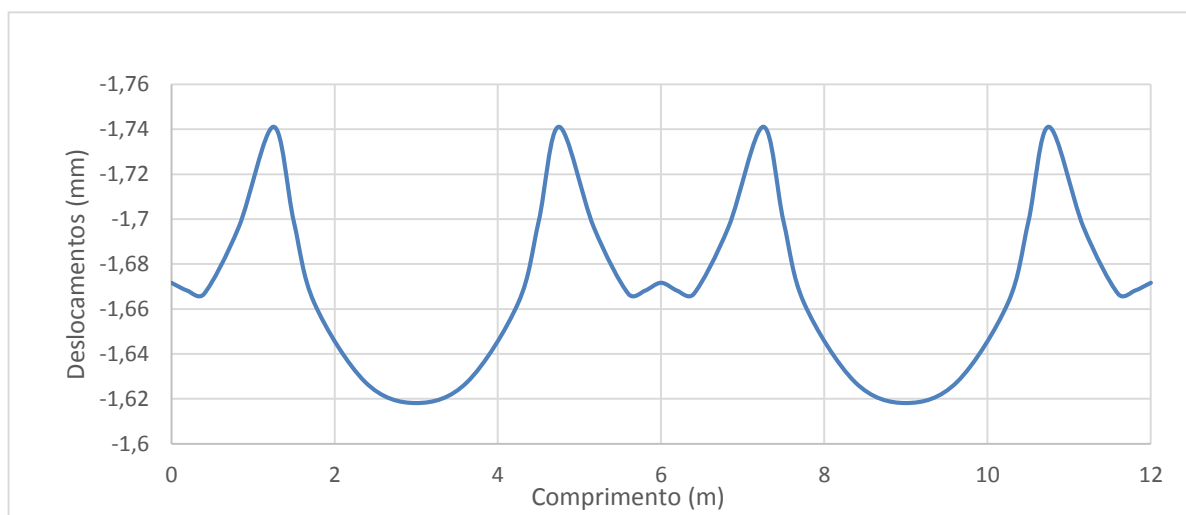


Figura A4.2.9 – Deslocamentos da parede no plano horizontal para um espaçamento de 6 m, à cota -12,5 m.

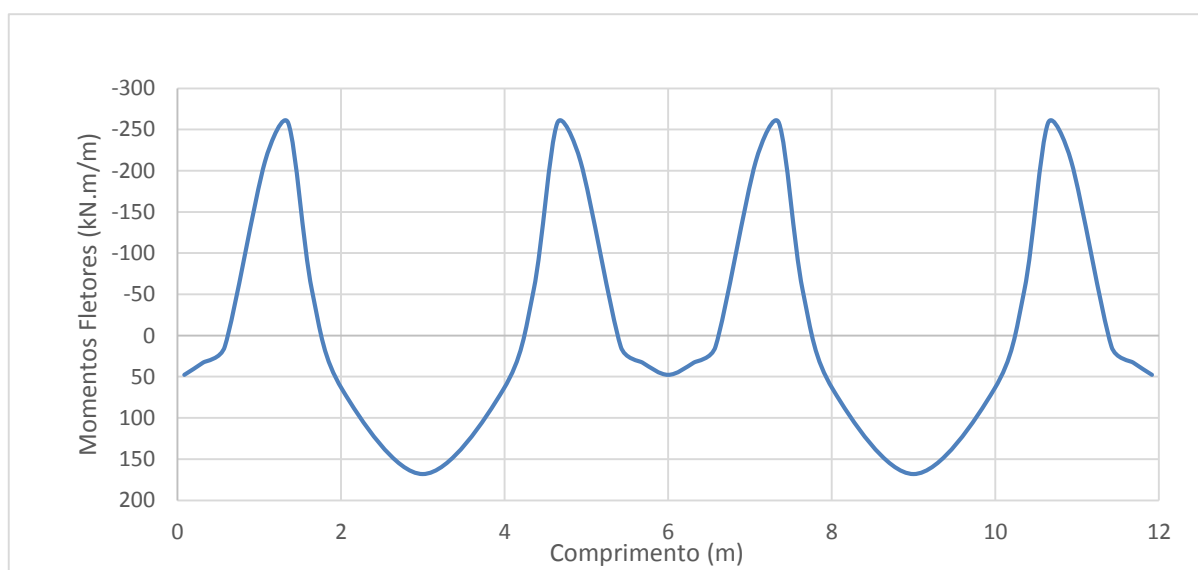


Figura A4.2.10 – Momentos fletores da parede no plano horizontal para um espaçamento de 6 m, à cota -12,5 m.

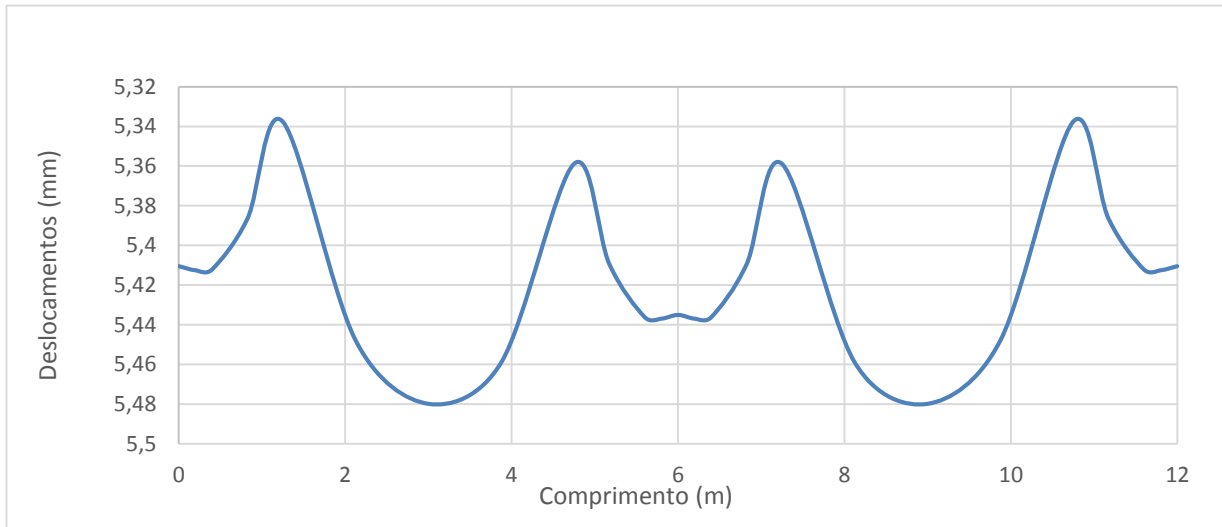


Figura A4.2.11 – Deslocamentos da parede no plano horizontal para um espaçamento de 12 m, à cota -12,5 m.

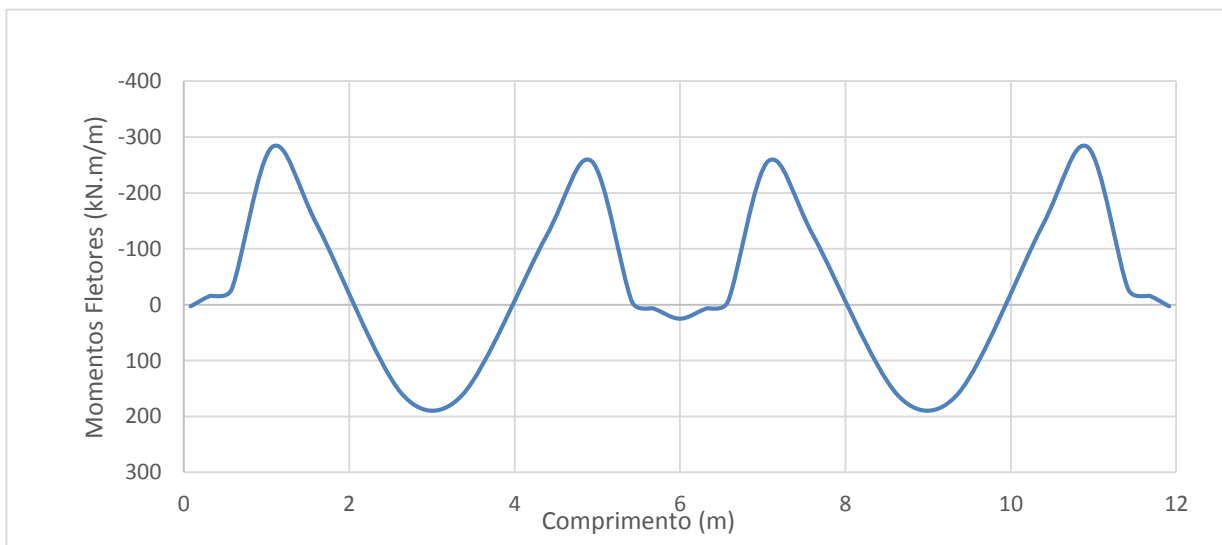


Figura A4.2.12 – Momentos fletores da parede no plano horizontal para um espaçamento de 12 m, à cota -12,5 m.

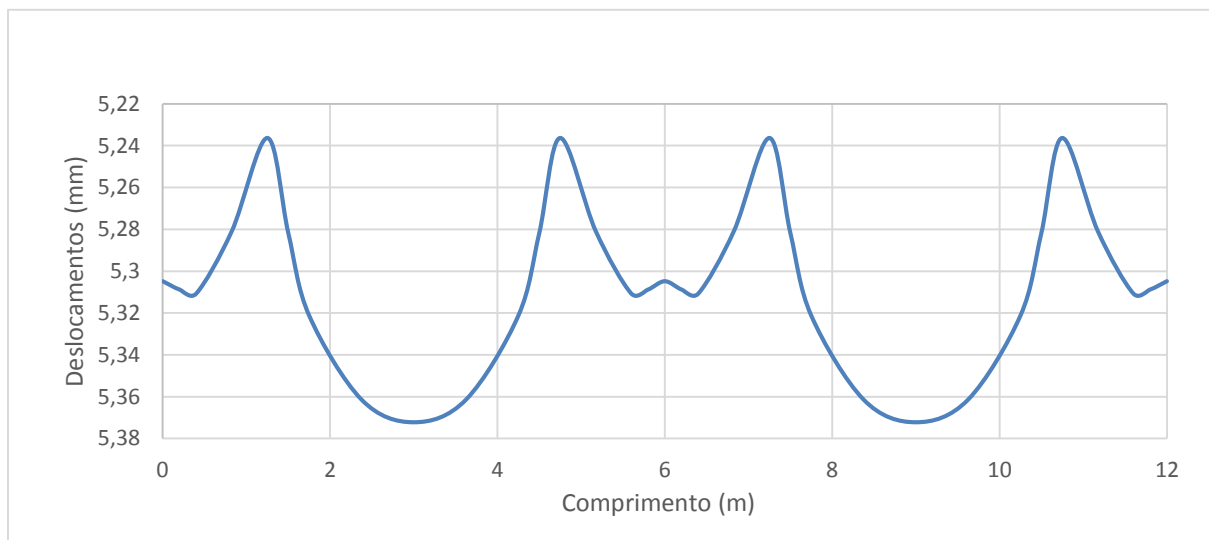


Figura A4.2.13 – Deslocamentos da parede no plano horizontal para um espaçamento de 6 m, à cota -17,4 m.

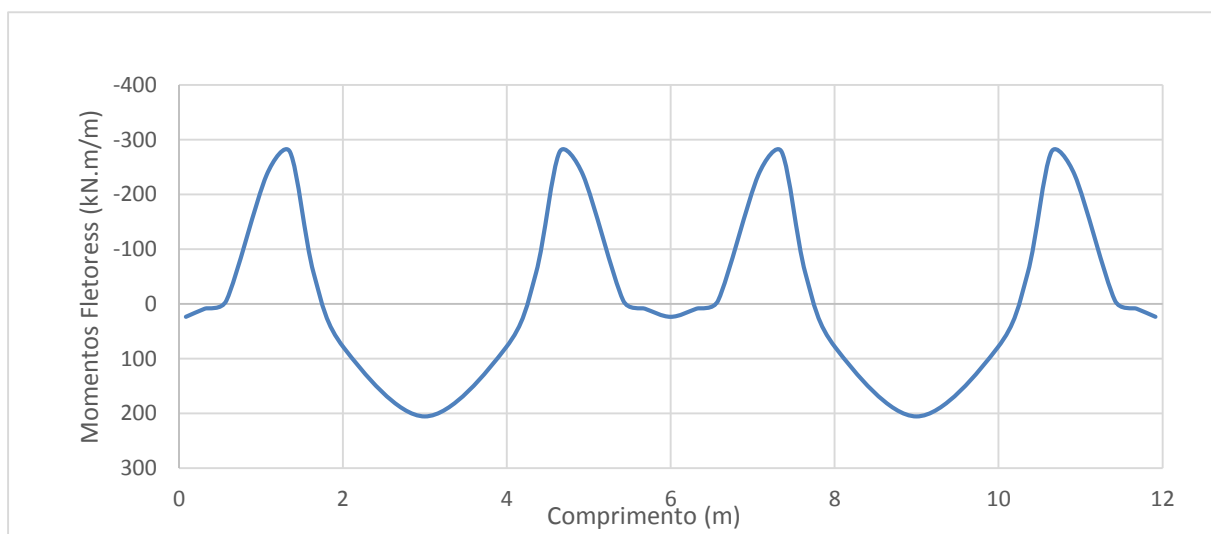


Figura A4.2.14 – Momentos fletores da parede no plano horizontal para um espaçamento de 6 m, à cota -17,4 m.

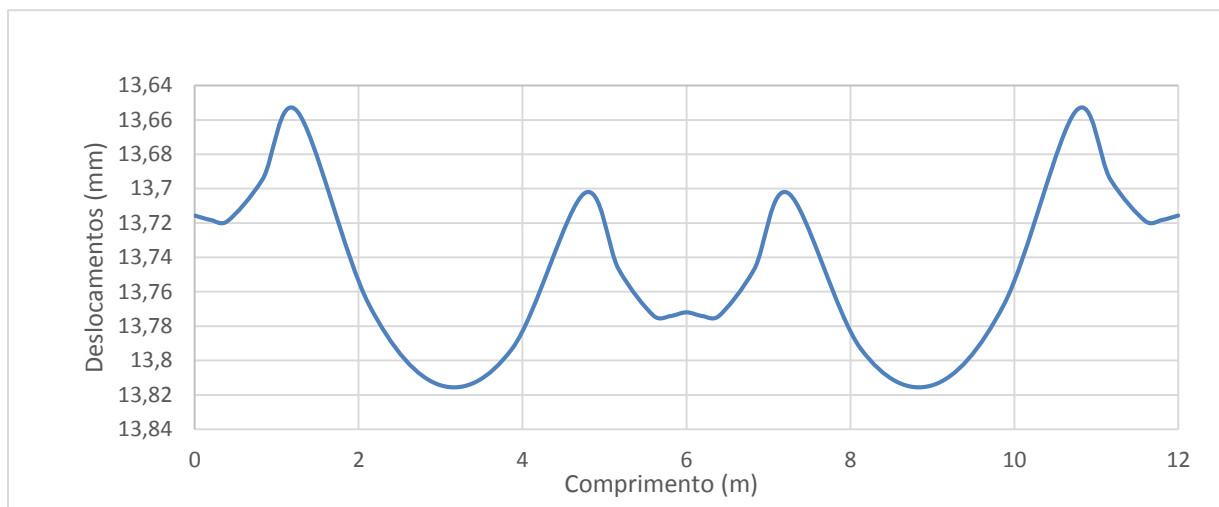


Figura A4.2.15 – Deslocamentos da parede no plano horizontal para um espaçamento de 12 m, à cota -17,4 m.

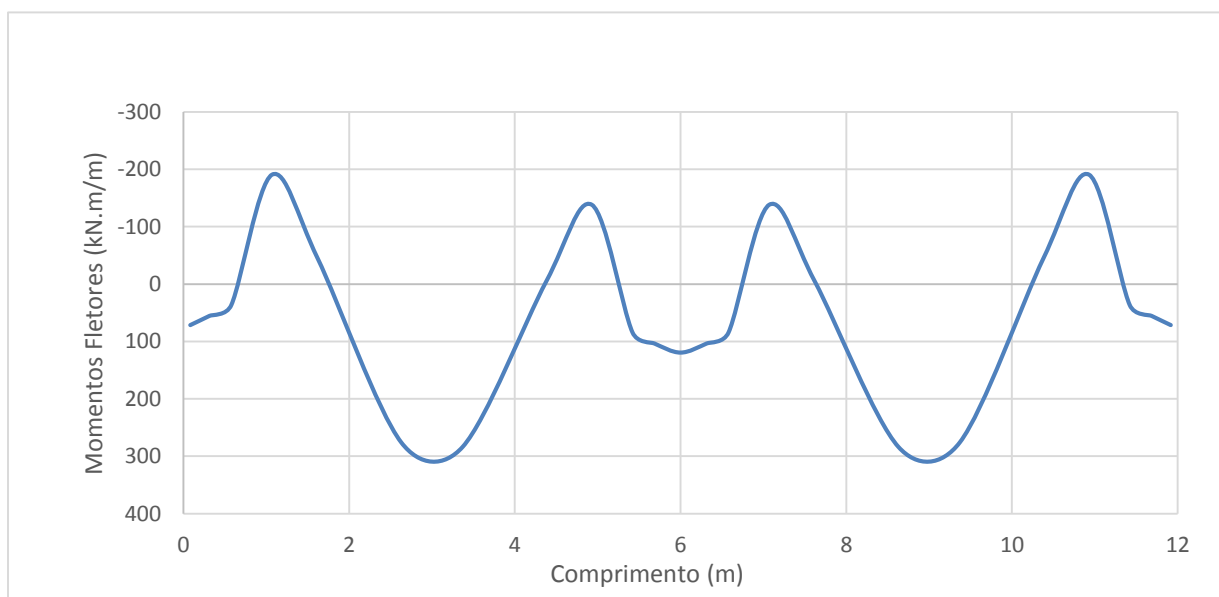


Figura A4.2.16 – Momentos fletores da parede no plano horizontal para um espaçamento de 12 m, à cota -17,4 m.